



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO TANQUE MUNICIPAL
HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS
BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, AMBOS EN FRAIJANES, GUATEMALA**

Victor Adolfo López Rafael

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, septiembre de 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO TANQUE MUNICIPAL
HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS
BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, AMBOS EN FRAIJANES, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

VICTOR ADOLFO LÓPEZ RAFAEL

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERIO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Jurgen Andoni Ramírez Ramírez
VOCAL V	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

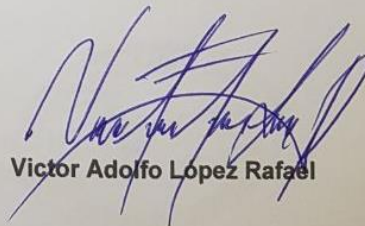
DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO TANQUE MUNICIPAL
HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS
BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, AMBOS EN FRAIJANES, GUATEMALA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 30 de octubre de 2014.



Victor Adolfo Lopez Rafael

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 29 de septiembre de 2016
REF.EPS.DOC.380.07.17

Inga. Christa Classon de Pinto
Directora
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Classon de Pinto:

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Victor Adolfo López Rafael, Registro Académico 200515942 y CUI 2457 00811 0103**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO TANQUE MUNICIPAL HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, AMBOS EN FRAIJANES, GUATEMALA.**

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Dios y Enseñad a Todos”

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochoa
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
MAAO/ra



Guatemala,
03 de octubre de 2016

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO TANQUE MUNICIPAL HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, AMBOS EN FRAIJANES, GUATEMALA** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Víctor Adolfo López Rafael, con CUI 2457008110103, Registro Académico No. 200515942, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/mrrm.



Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua



Guatemala,
12 de julio de 2017

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO TANQUE MUNICIPAL HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, AMBOS EN FRAIJANES, GUATEMALA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Víctor Adolfo López Rafael, con Registro Estudiantil No. 200515942, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.



Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 17 de julio de 2017
REF.EPS.D.197.07.17

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

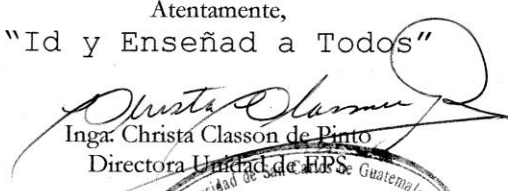
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO TANQUE MUNICIPAL HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, AMBOS EN FRAIJANES, GUATEMALA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Victor Adolfo López Rafael, Registro Académico 200515942 y CUI 2457 00811 0103**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por el Asesor-Supervisor, y en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Classon de Pinto
Directora Unidad de EPS

CCdP/ra





El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación del estudiante Victor Adolfo López Rafael titulado **MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO TANQUE MUNICIPAL HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, AMBOS EN FRAIJANES, GUATEMALA** da por éste medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, septiembre
/mrrm.



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 449.2017

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO DEL TANQUE MUNICIPAL HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHÍCULAR, ZONA 2 FINCA LAS BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, AMBOS EN FRAIJANES, GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario: **Víctor Adolfo López Rafael**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, septiembre de 2017

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por estar conmigo en todo momento, darme sabiduría, dirección, fuerza, protección y permitirme lograr este triunfo.

Mis padres

José Víctor López Estin y María Isabel Rafael Franco. Por el apoyo, ejemplo, confianza y sacrificios a lo largo de esta etapa, a ellos les dedico este logro.

Mi esposa e hijo

Heady Esther Sinay López y Víctor López Sinay por el amor, paciencia y consejos recibidos a lo largo de este proceso.

Mis hermanas

Claudia y Miriam López Rafael por su apoyo, paciencia, cuidado y por ser parte fundamental en mi vida.

Mis sobrinos

Marco José Ortiz López y Mario Fernando López Rafael con mucho cariño, en espera de que sigan el ejemplo de este logro.

AGRADECIMIENTOS A:

Pueblo de Guatemala	Por pagar la educación superior sancarlista, ayuda sin la cual, muchos de nosotros no tendríamos esta oportunidad.
Universidad de San Carlos de Guatemala	La universidad del pueblo, mi <i>alma mater</i> , por formar profesionales de calidad y con sólidos valores éticos y morales.
Facultad de Ingeniería	Por brindar tantas experiencias enriquecedoras para el crecimiento personal y profesional.
Municipalidad de Fraijanes	Por brindarme la oportunidad de servir a las comunidades más necesitadas y por la ayuda en este proceso.
Mi asesor	Por compartir su conocimiento desinteresadamente, su colaboración y servir de guía durante el burocrático proceso de graduación.
Amigos y amigas	Por su colaboración para la realización de este trabajo y por la amistad brindada a lo largo de todos estos años de estudio.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del lugar	1
1.1.1. Ubicación y localización	1
1.1.2. Población actual	2
1.1.3. Clima	3
1.1.4. Topografía y suelo	4
1.2. Aspectos de infraestructura	4
1.2.1. Vías de acceso	5
1.2.2. Servicios públicos	5
1.3. Aspectos socioeconómicos	5
1.3.1. Origen de la comunidad	6
1.3.2. Actividad económica	6
1.3.3. Etnia, costumbre y religión	6
1.3.4. Alfabetismo	7
1.3.5. Organización comunitaria	7
1.4. Principales necesidades del municipio	7
1.5. Evaluación y priorización de necesidades	8
1.5.1. Servicios de agua potable	8

1.5.2.	Servicios de infraestructura	8
2.	MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO MUNICIPAL HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS, MUNICIPIO DE FRAIJANES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA	9
2.1.	Definición y conceptos	9
2.1.1.	Agua potable	9
2.1.2.	Componentes de un sistema de agua	9
2.1.3.	Fórmulas hidráulicas usadas en el diseño de abastecimiento	11
2.1.3.1.	Ley de Darcy	11
2.1.3.2.	Fórmula de Manning.....	12
2.1.3.3.	Fórmula de Hazen & Williams.....	13
2.1.4.	Normas para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua.....	14
2.2.	Descripción del proyecto	14
2.3.	Levantamiento topográfico	14
2.3.1.	Altimetría	15
2.3.2.	Planimetría	15
2.4.	Caudal de aforo.....	15
2.5.	Calidad del agua y normas.....	16
2.5.1.	Análisis bacteriológico	16
2.5.2.	Análisis fisicoquímico	16
2.6.	Período de diseño	17
2.7.	Estimación de la población futura.....	17
2.8.	Dotación.....	18
2.9.	Determinación del caudal de diseño.....	19
2.9.1.	Caudal medio diario.....	19
2.9.2.	Caudal de día máximo.....	20

2.9.3.	Caudal de hora máximo	20
2.9.4.	Caudal de bombeo.....	21
2.10.	Parámetros de diseño.....	21
2.10.1.	Presión estática	22
2.10.2.	Presión dinámica	22
2.10.3.	Velocidades	22
2.11.	Captación	23
2.12.	Diseño de línea de conducción	23
2.12.1.	Diámetro económico	24
2.12.2.	Amortización	25
2.12.3.	Costo por tubo de PVC	25
2.12.4.	Pérdidas de carga.....	26
2.12.5.	Potencia de bomba	27
2.12.6.	Costo	28
2.12.7.	Cálculo de bomba	28
2.13.	Diseño de tanque de distribución	29
2.13.1..	Volumen del tanque	30
2.13.2.	Diseño estructural	30
2.13.3.	Cálculo de sismo.....	41
2.14.	Diseño de la línea de distribución	45
2.15.	Conexiones domiciliarias	51
2.16.	Obras de arte.....	52
2.16.1.	Válvula de aire	52
2.16.2.	Válvula de flote	52
2.16.3.	Válvula de limpieza	52
2.17.	Sistema de desinfección	53
2.18.	Mantenimiento del sistema	54
2.19.	Propuesta de tarifa	54
2.20.	Presupuesto del sistema de agua potable	54

2.21.	Elaboración de planos	55
2.22.	Cronograma de ejecución	56
2.23.	Evaluación socioeconómica	56
2.23.1.	Costo beneficio.....	57
2.24.	Evaluación de impacto ambiental.....	57
3.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, FRAIJANES, GUATEMALA.	61
3.1.	Consideraciones generales	61
3.1.1.	Definición.....	61
3.1.2.	Tipo de vehículos	61
3.1.3.	Tipo de puentes.....	61
3.1.4.	Especificaciones de diseño	62
3.2.	Dispositivos básicos de protección.....	65
3.2.1.	Barreras de concreto	65
3.2.2.	Barandas	66
3.2.3.	Dispositivos básicos de transición y contención	67
3.3.	Descripción del proyecto	67
3.4.	Estudios preliminares	67
3.4.1.	Estudio topográfico.....	67
3.4.2.	Altimetría	68
3.4.3.	Planimetría	68
3.4.4.	Evaluación de la calidad del suelo	68
3.4.5.	Estudio hidrológico e hidráulico	71
3.4.5.1.	Análisis hidrológico	71
3.4.6.	Cálculo del caudal	71
3.4.6.1.	Análisis hidráulico por HEC-RAS	72
3.4.7.	Estudio geológico y geotécnico	74
3.4.8.	Definición de estudio de impacto ambiental.....	75

3.4.9.	Definición de estudio de trazo y diseño vial de los accesos	75
3.4.10.	Definición de estudio de alternativas a nivel de anteproyecto	76
3.5.	Diseño de la superestructura	76
3.5.1.	Diseño del barandal	76
3.5.2.	Diseño de la losa	82
3.5.3	Espesor de la losa	83
3.5.4.	Momento debido a carga muerta	84
3.5.5.	Momento producido por carga viva	86
3.5.6.	Momento producido por carga dinámica	91
3.5.7.	Momento de diseño	91
3.5.8.	Cálculo del acero de refuerzo	93
3.5.9.	Diseño de vigas	99
3.5.10.	Cálculo de altura de vigas	99
3.5.11.	Momento por carga muerta	99
3.5.12.	Momento por carga viva.....	101
3.5.13.	Momento de diseño	105
3.5.14.	Cálculo del acero de refuerzo	105
3.5.15.	Refuerzo adicional	108
3.5.16.	Diseño por corte.....	109
3.5.17.	Corte por carga muerta	110
3.5.18.	Corte por carga viva.....	110
3.5.19.	Esfuerzo cortante último	113
3.5.20.	Cálculo de refuerzo a corte	113
3.5.21.	Diseño de diafragmas	116
3.5.21.	Diafragma externo	117
3.5.22.	Diafragma interno	118
3.6.	Diseño de la subestructura	120

3.6.1.	Diseño de apoyo elastoméricos	120
3.6.1.1.	Diseño de neopreno	121
3.6.2.	Cálculo de refuerzo	124
3.6.3.	Diseño de cortina.....	126
3.6.4.	Diseño de la viga de apoyo	133
3.6.5.	Diseño de estribos.....	135
3.6.6.	Carga viva del estribo	137
3.6.7.	Carga muerta	137
3.6.8.	Carga de frenado.....	139
3.6.9.	Presión del suelo	139
3.6.10.	Sobrecarga por carga viva.....	141
3.6.11.	Cálculo de sismo	142
3.6.12.	Revisión por deslizamiento	148
3.6.13.	Revisión por volteo	151
3.6.14.	Revisión por presión.....	154
3.7.	Elaboración de presupuesto	157
3.8.	Elaboración de planos	158
3.9.	Cronograma de ejecución	159
3.10.	Evaluación de impacto ambiental	159
CONCLUSIONES		163
RECOMENDACIONES		165
BIBLIOGRAFÍA		167
ANEXOS		169

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación del municipio de Fraijanes	2
2.	Componentes de un sistema de agua	10
3.	Dimensiones del tanque (planta)	32
4.	Diagrama de momentos	36
5.	Muro por gravedad del tanque	38
6.	Conexión domiciliar	51
7.	Dimensiones del puente (perfil)	65
8.	Baranda	66
9.	Modelo de crecida máxima	73
10.	Modelo de crecida máxima en sección de puente	73
11.	Esquema de baranda	77
12.	Esquema de poste de barandal	79
13.	Sección transversal del puente	84
14.	Esquema para calcular diagrama de momentos	85
15.	Camión de diseño	87
16.	Caso 1	88
17.	Caso 2	88
18.	Caso 3	89
19.	Caso 4	89
20.	Gráfica diagrama de momentos	92
21.	Planta de losa	96
22.	Armado de losa (corte longitudinal b-b')	97
23.	Armado de losa (corte transversal a-a')	97

24.	Armado de losa por esviaje (corte longitudinal b-b').....	98
25.	Carga muerta en vigas	100
26.	Tándem de diseño	102
27.	Diagrama para ley de momentos	104
28.	Sección de armado viga principal (corte en C ver figura 31)	109
29.	Corte por carga de camión de diseño	111
30.	Corte por tándem.....	111
31.	Corte por carga de carril	112
32.	Refuerzo por corte (corte en C ver figura 31)	115
33.	Perfil del armado de viga principal.	116
34.	Sección de armado de diafragma exterior	118
35.	Sección de armado de diafragma interior	120
36.	Neopreno reforzado	126
37.	Dimensiones de cortina con viga de apoyo.....	127
38.	Aplicación de cargas sobre cortina con viga de apoyo.....	129
39.	Armado de cortina y viga de apoyo.....	135
40.	Dimensión de estribos	136
41.	Fuerzas verticales en estribo	138
42.	Fuerzas horizontales en estribo	147
43.	Revisión por deslizamiento	148
44.	Revisión por volteo	151
45.	Presiones actuantes en la base del estribo.....	154

TABLAS

I.	Crecimiento poblacional.....	3
II.	Temperaturas promedio mensuales	4
III.	Dotaciones recomendadas de diseño	19
IV.	Costo por tubo de PVC, 160 psi.....	26

V.	Costo total para elección de diámetro	28
VI.	Momento estabilizante respecto al punto A.....	39
VII.	Cálculo de la aceleración máxima según AGIES/NSE 3-10 y coeficiente sísmico al límite de cadencia.....	42
VIII.	Ángulo de fricción entre diferentes materiales	44
IX.	Resumen presupuesto del sistema de agua potable	55
X.	Resumen cronograma del sistema de agua potable.....	56
XI.	Factores de capacidad de carga de Karl von Terzaghi.....	70
XII.	Resultados y crecida máxima de la sección	74
XIII.	Franja equivalente.....	86
XIV.	Factor de presencia múltiple	90
XV.	Momento máximo por carga HI-93 con IM = 33 %.....	103
XVI.	Tabla para verificar los momentos a diferentes distancias.	105
XVII.	Constante de amplitud de fatiga	125
XVIII.	Ángulo de fricción entre diferentes materiales	140
XIX.	Altura equivalente por sobrecarga viva	141
XX.	Cálculo de la aceleración máxima según AGIES/NSE 3-10 y coeficiente sísmico al límite de cadencia.....	143
XXI.	Ángulo de fricción entre diferentes materiales	145
XXII.	Factores de resistencia para cimentaciones.....	148
XXIII.	Momentos en muro sin superestructura	152
XXIV.	Momentos en muro resistencia 1	153
XXV.	Momentos en muro evento extremo 1	153
XXVI.	Revisión por volteo.....	154
XXVII.	Momentos en estribo.....	156
XXVIII.	Revisión por presión	156
XXIX.	Resumen presupuesto de puente vehicular	157
XXX.	Cronograma de puente vehicular	159

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
Φ	Ángulo de fricción interna
$A_{s_{max}}$	Área de acero máxima
$A_{s_{min}}$	Área de acero mínima
A_s	Área de acero requerida
A_v	Área de varilla para estribo
\approx	Aproximado a
Q	Caudal
cm	Centímetro
\therefore	Entonces
S_{max}	Espaciamiento máximo en estribos
FS	Factor de seguridad
°	Grados
°C	Grados Celsius
Kg	Kilogramo
Kg/m^2	Kilogramo por metro cuadrado
Kg/m^3	Kilogramo por metro cúbico
PSI	Libras por pulgada cuadrada
l/s	Litros por segundo
l / hab / día	Litros por habitante en un día
\geq	Mayor o igual que
$>$	Mayor que
\leq	Menor o igual que

<	Menor que
>>	Mucho mayor que
<<	Mucho menor que
Mpa	Megapascuales
m	Metros
mca	Metros columna de agua
m³/s	Metros cúbicos por segundo
m/s	Metros por segundo
m³/s	Metros cúbicos por segundo
min	Minutos
Mu	Momento último
m	Metros
msnm	Metros sobre el nivel del mar
mm	Milímetros
Hf	Pérdida por carga
γ	Peso específico
%	Porcentaje
RA	Reacción en el punto A
RB	Reacción en el punto B
Fy	Resistencia del acero a tensión
F'c	Resistencia del concreto a compresión
Vs	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transportes).
Accesorios	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, tales como válvulas, codos, niples y tees.
ACI 318-08	American Concrete Institute (Instituto Americano de Concreto).
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Afloramiento	Nacimiento de agua, accidente geográfico donde sale el agua a la superficie del suelo. Pueden ser verticales, horizontales, brote difuso, por lluvia o pozo.
Aforo	Acción de medir un caudal de una fuente.
Agua potable	Agua apta para el consumo humano y agradable a los sentidos.
Alcalinidad	Capacidad para neutralizar ácidos según constituyentes químicos.

Altimetría	Rama de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura de cada punto respecto de un plano de referencia.
Anclaje	Conjunto de elementos destinados a mantener fijos, cualquier elemento al suelo.
Articulación	Unión de dos piezas rígidas que permite el movimiento relativo entre ellas.
ASTM	American Society for Testing and Materials (Asociación Americana de Pruebas y Materiales).
Bacterias	Microorganismos sencillos reproducibles por división.
Calidad del agua	Características físicas, químicas y bacteriológicas del agua que la hacen aptas para el consumo humano, sin riesgos para la salud, incluyendo apariencia, gusto y olor.
Cámara rompepresión	Estructura que permite disipar la energía y reducir la presión relativa a cero (presión atmosférica), con la finalidad de evitar daños a la tubería.
Carga dinámica total (CDT)	Es la presión real expresada en metros columna de agua contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido.

Carga estática	También llamada presión estática y representa la diferencia de niveles entre el nivel estático de referencia de agua y cada punto de la línea del acueducto.
Carga muerta	Peso propio de la estructura y de todas las cargas inmóviles constantes en magnitud y asignadas, permanentes en la misma.
Carga viva	Cargas no permanentes y que varían durante el emplazamiento de la estructura.
Caudal	Cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo, que pasa en un punto determinado donde circula un líquido.
Cloración	Aplicación de cloro con fines de desinfección.
Clorador	Dispositivo para aplicación de cloro.
Cloro residual	Es la cantidad total de cloro que queda en el agua después de un período de contacto definido.
Coliforme	Grupo de bacterias no patógenas que habitan el tracto digestivo humano.
Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra bola y agua. La piedra bola no excederá el 30 % del

volumen total del concreto ciclópeo y será colocada de manera homogénea quedando todos los bordes dentro del concreto.

Conexión de agua potable

Conjunto de tuberías y accesorios que permiten al usuario acceder al servicio de agua potable proveniente de la red de distribución.

Caudal máximo diario (CMD)

El máximo consumo de agua durante 24 horas observado durante un año.

Consumo máximo horario (CMH)

El máximo consumo en una hora del día en un periodo de un año

Consumo medio diario (CMD)

El máximo consumo de agua durante 24 horas observado durante un año.

Contaminación

Alteración de la calidad por elementos que hagan el agua impropia para el consumo humano.

Cota de terreno

Indica la altura de un punto sobre el plano de referencia.

Crecida máxima

Estado que tiene una corriente de agua en el momento en que el caudal, que ha estado aumentando, pasa a ser mayor que cierto valor específico.

DGC

Dirección General de Caminos.

Desinfección	Extracción, desactivación o eliminación de los microorganismos patógenos que existen en el agua.
Dotación	Cantidad de agua asignada en un día a cada usuario. Se expresa en litros por habitante por día (l / hab. / día).
Elastómero	Material natural o artificial que, como el caucho, tiene gran elasticidad.
Esfuerzo de fluencia	Esfuerzo ante el cual el acero sufre una deformación considerable.
Eslabón	Pieza en figura de anillo o de otra curva cerrada que, enlazada a otra, forma una cadena.
Estación	Cada uno de los puntos en el que se coloca el instrumento topográfico en cualquier operación de levantamiento de planimétrico o altimétrico.
Golpe de ariete	Se denomina a la sobrepresión que reciben las tuberías, por efecto del cierre brusco del flujo de agua.
GPS	<i>Global Positioning System</i> (Sistema de Posicionamiento Global).
GTM	Guatemala Transversa de Mercator (coordenadas).

HL-93	Camión de diseño para carga viva en puentes normado por AASHTO.
IGN	Instituto Geográfico Nacional.
IM	Incremento por carga dinámica vehicular.
Línea de conducción	En un sistema por gravedad es la tubería que transporta el agua, desde el punto de captación hasta el reservorio.
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i> (factor de diseño por carga y resistencia).
Metros columna de agua (mca)	Unidad de presión del sistema técnico de unidades, y equivale a la presión ejercida por una columna de agua pura de un metro de altura.
NSE	Normas de seguridad estructural.
Patógeno	Que causa o produce enfermedad.
Período de diseño	Tiempo durante el cual el sistema dará un servicio con una eficiencia aceptable.
Piezométrico	Relativo a cargas de presión en el funcionamiento hidráulico de tuberías.

Potabilización	Serie de procesos para hacer el agua apta para consumo humano.
PSI	PoundSquareInch (libra por pulgada cuadrada).
Red de distribución	Sistema de tuberías unidas entre sí, que conduce el agua desde el tanque de distribución hasta la vivienda del consumidor.
Sedimentación	Remoción de material suspendido por acción de la gravedad.
Tabletas de tricloro	Es una forma de presentación del cloro, la cual consiste en pastillas o tabletas, que tienen un tamaño de 3 pulgadas de diámetro, por una pulgada de espesor, con una solución de cloro al 90 % y un 10 % de estabilizador. El peso de la tableta es de 200 gramos y la velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gramos en 24 horas.
Tanque de almacenamiento o de distribución	Unidad destinada a compensar las variaciones horarias de caudal y garantizar la alimentación de la red de distribución
Topografía	Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima y debajo de la superficie.
Tramo	Longitud comprendida entre dos puntos de una tubería.

Uniones	Accesorios que sirven para enlazar o juntar dos tramos de tubería.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada sobre un elemento.
Subestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos en un puente diseñados para transmitir las cargas de diseño a la superestructura.
Válvula de aire	Válvula para eliminar el aire existente en las tuberías; se les ubica en los puntos altos de la línea.
Válvula de limpieza	Válvula ubicada en los puntos más bajos de la red o conducción para eliminar acumulación de sedimentos.

RESUMEN

En este trabajo de graduación se presenta una propuesta de diseño para la construcción del sistema de conducción de agua potable y un puente vehicular para el caserío Las Crucitas y la aldea Lo De Diéguez, se espera mejorar las condiciones sanitarias del sector y el aspecto de accesibilidad a las comunidades.

El presente trabajo de graduación se generó como resultado del Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, conocedora de las necesidades de la sociedad, presenta como una contribución de carácter social en retribución al pueblo de Fraijanes.

El proyecto de agua consiste en mejorar la conducción de agua potable actual, ya que no contiene ningún cálculo ni diseño y debido a eso la distribución en la comunidad es irregular. El diseño presentado se rige principalmente por la guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano en Guatemala.

El puente vehicular es de un solo carril, con un ancho de vía de 3,60 m, un ancho total de 5,30 m y una longitud de 15 m. Consta de barandas, una losa apoyada en dos vigas de concreto armado de esta misma se forma la banquetta con un ancho peatonal de 0,80 m en cada extremo, diafragmas, apoyos elastoméricos, viga y cortina de apoyo y estribos de concreto ciclópeo.

Está diseñado para un camión tipo HL-93 con base en las Normas para el diseño y construcción de puentes en Guatemala, el código de diseño AASHTO LRFD 2010 y las Normas de Seguridad Estructural AGIES edición 2010.

OBJETIVOS

General

Proponer soluciones a problemas que se presentan mediante proyectos de infraestructura y salubridad, contribuyendo así en el desarrollo de las comunidades en el municipio de Fraijanes, Guatemala.

Específicos

1. Realizar una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del lugar con base a estudios realizados. Además, se debe proporcionar un informe a la comunidad para realizar los proyectos planteados.
2. Diseñar un sistema de agua potable que cubra a todo el caserío Las Crucitas y que provea de agua en cualquier época del año a toda su población, dando la facilidad que llegue a sus viviendas, mejorando las condiciones de higiene y salubridad del área.
3. Diseñar un puente vehicular y peatonal para contribuir con el desarrollo de la comunidad, con una vía de comunicación eficiente y de fácil acceso para beneficio social y de comercialización de sus productos.

INTRODUCCIÓN

La falta de un diseño sistema de conducción de agua potable y un puente causa grandes molestias a la población, en especial la de agua y accesibilidad esto causa el deterioro físico de las comunidades. Por las anteriores razones la conducción correcta del agua potable y el diseño de un puente se convierten en una necesidad básica de carácter prioritario.

La Universidad de San Carlos de Guatemala a través del programa de Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería, busca que los estudiantes aporten parte de la solución a la problemática por medio de la realización de estudios técnicos en proyectos de carácter social, para que luego las municipalidades o instituciones estatales contribuyan con el financiamiento y la realización de estos proyectos para satisfacer las necesidades de la comunidad objetivo.

Las visitas de carácter evaluativo realizados a la comunidad permitió proponer un diseño funcional y económico. En el caso de la conducción de agua potable se propone proveer más horas de agua potable y que esta sea continua. En el caso del puente se pretende brindar una vía adecuada a los vecinos del sector para que transiten por el área además de recuperar un camino municipal de terracería que se quedó en el olvido cuando se pavimento la actual vía.

Ambos diseños plantean soluciones reales y factibles con ensayos, pruebas de laboratorio, memoria de cálculos, presupuestos y planos con base en normas guatemaltecas y códigos de diseño internacionales.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

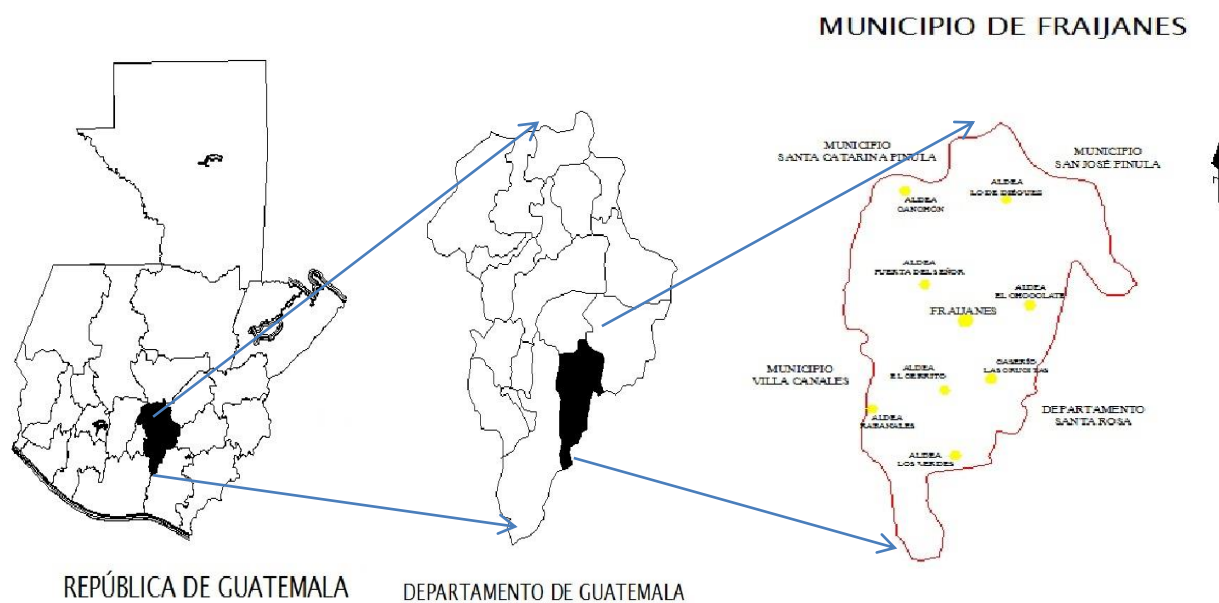
1.1. Monografía del lugar

Antigua aldea del municipio de San Miguel Petapa (hoy Petapa), por Acuerdo Gubernativo del 2 junio de 1912, se adscribió a la jurisdicción del entonces municipio Pueblo Viejo (en la actualidad Villa Canales). Luego, por Acuerdo Gubernativo del 23 abril de 1925, el municipio de Fraijanes se segregó del departamento de Amatitlán y se adscribió al de Guatemala. El distrito jurisdiccional está compuesto de las aldeas y haciendas de Fraijanes, El Cerrito, Los Verdes, El Chocolate, Bella Vista, Rabanales, Los Guajes, La Joya, Lo de Diéguez, Canchón, Rincón Cruces, Graciela, Santa Isabel, El Faro, La Esperanza, Las Brisas, San Antonio, Arrazola, Las Delicias, Colombia, San Gregorio, San Andrés, Santa Margarita, El Porvenir, El Retiro y Cerro de Dolores, que son segregaciones de los municipios de Villa Canales, Santa Catarina y San José Pínula.

1.1.1. Ubicación y localización

Fraijanes se encuentra en el sur del país; forma parte del Departamento de Guatemala. La cabecera Fraijanes se encuentra a una latitud 90° 26' 25" Norte, longitud 14° 27' 45" Este y a una altura sobre el nivel del mar de 1 630 m. Esto según el Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Figura 1. **Ubicación del municipio de Fraijanes**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2009.

1.1.2. Población actual

El municipio de Fraijanes según datos obtenidos en la municipalidad, cuenta con 32 195, dato obtenido en censo en el 2005.

Tabla I. **Crecimiento poblacional**

Años	Poblacion inicial	Tasa anual	Crecimiento	Poblacion Actual
1	32195	3%	966	33161
2	33161	3%	995	34156
3	34156	3%	1025	35180
4	35180	3%	1055	36236
5	36236	3%	1087	37323
6	37323	3%	1120	38443
7	38443	3%	1153	39596
8	39596	3%	1188	40784
9	40784	3%	1224	42007
10	42007	3%	1260	43267

La población actual aproximada es de 43, 267 habitantes.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística.

1.1.3. Clima

Templado en el día y frío por las noches. El clima es variado; la meseta central se conserva templada, la temperatura promedio diaria oscila entre los 15 a 18,4 grados centígrados. En el resto del municipio en lugares altos es frío y la parte baja cálida. La precipitación anual promedio es de 1 600 mm/año. Los meses más lluviosos son junio (318 mm/año) y septiembre (324 mm/año).

Tabla II. **Temperaturas promedio mensuales**

Mes	Temperatura
Enero	15,1 C
Febrero	14,9 C
Marzo	16,4 C
Abril	17,5 C
Mayo	18,2 C
Junio	17,3 C
Julio	17,4 C
Agosto	17,1 C
Septiembre	17,0 C
Octubre	17,0 C
Noviembre	16,0 C
Diciembre	15,0 C

Fuente: Insivumeh.

La estación meteorológica más cercana esta en San José Pinula (estación meteorológica: Guatemala aeropuer a 12,1 km de San José Pinula, Ubicación de la estación: Lat. 14,583 Long. -90,517 elevación 1 489m.) Hasta en 1990 funciono una estación meteorológica en el municipio de Fraijanes.

1.1.4. Topografía y suelo

Su accidentada topografía que es propia del lugar hace que su terreno sea montañoso, gran parte del municipio está formada por barrancos lo que hace difícil su acceso a lugares como los planteados aquí.

1.2. Aspectos de infraestructura

Se pueden mencionar tres tipos de infraestructura a nivel municipio siendo estos:

- Block y concreto 45 %
- Block y lámina 35 %
- Madera y lámina 20 %

1.2.1. Vías de acceso

Por la carretera Interamericana CA-1 asfaltada desde frente al Palacio Nacional en la ciudad de Guatemala en dirección sureste hay unos 20 km a la aldea Don Justo, en su entronque con la ruta nacional 18. De allí por la CA-1 al sur son 2,5 km. al entronque con la ruta nacional 2, que 9 km al sur en su km 28,11 pasa por el centro de la cabecera municipal de Fraijanes. De allí a Barberena, donde entronca con la CA-2 hay unos 25 km, la distancia que hay entre la cabecera municipal al caserío Las Crucitas es de 4 Km, carretera pavimentada y para la aldea Lo De Diéguez es de 11 km, carretera pavimentada.

1.2.2. Servicios públicos

La aldea Lo De Diéguez así como el caserío Las Crucitas cuentan con algunos servicios básicos como los son las escuelas, un centro de salud y una cancha deportiva, salón comunal, luz eléctrica, agua potable, drenajes sanitarios y carretera principal asfaltada.

1.3. Aspectos socioeconómicos

El mayor sustento de los pobladores del caserío es la producción de leche y sus derivados, el 42 % de la población se dedica a esta actividad. Un 3 % saca provecho de la extracción de leña llevándola a la cabecera Fraijanes para venderla a tortillerías o viviendas donde consumen leña para cocinar.

El ganado equino es utilizado para transporte personal y de carga. Es común la crianza entre los habitantes de aves de corral y ganado porcino como una actividad suplementaria de la vida familiar y de la economía doméstica.

1.3.1. Origen de la comunidad

El distrito jurisdiccional está compuesto de las aldeas y haciendas de Fraijanes, El Cerrito y por lo tanto, el caserío Las Crucitas y aldea Lo De Diéguez, son segregaciones de los municipios de Villa Canales y San José Pinula.

1.3.2. Actividad económica

La Actividad económica del caserío Las Crucitas principalmente es la siembra de café, pero también se cultiva berro, güisquil y se siembra maíz. En la aldea Lo De Diéguez es el comercio de ganado vacuno y sus derivados, en algunas aéreas todavía se siembra maíz.

1.3.3. Etnia, costumbre y religión

De acuerdo con estadísticas que se llevan en esta comuna la población de 43 267 habitantes el 51 % son de género masculino y el 49 % femenino, existiendo el 97 % de población no indígena y 3 % de población indígena.

Se acostumbre celebrar la feria municipal el 4 de febrero en honor al Sagrado Corazón de Jesús. Además de todas celebraciones a nivel nacional.

En Fraijanes el mayor número de fieles lo tiene la iglesia Católica y le siguen la iglesia Evangélica, Jesucristo de los Santos de los últimos días y testigos de Jehová.

1.3.4. Alfabetismo

En aspectos de educación, los niños de 6 a 13 años cursan la primaria y el 60 % de los que terminan la primaria siguen el nivel básico y el 40 % terminan una carrera de diversificado. Debido a eso según la comuna el 92 % de la población sabe leer y escribir.

1.3.5. Organización comunitaria

La organización comunitaria a través del Consejo Comunitarios de Desarrollo (Cocode), según acuerdo gubernativo 11-2002. En el municipio de Fraijanes hay conformados 16 Cocode de diferentes aldeas, caseríos y colonias.

1.4. Principales necesidades del municipio

El municipio presenta distintas necesidades dependiendo de la comunidad o población de interés, las más comunes en todo el municipio, falta o mal funcionamiento de los sistemas de agua potable, ausencia de sistemas de alcantarillado sanitario y tratamiento de aguas residuales, así como la falta de puentes vehiculares para la conexión de comunidades.

1.5. Evaluación y priorización de necesidades

A continuación se presentan las necesidades básicas de la población.

1.5.1. Servicios de agua potable

Existen varias comunidades que tienen un sistema deficiente o carecen de este servicio, se priorizó el sistema de abastecimiento de agua potable para una parte de la población del caserío las Crucitas, ya que, se cuenta con el recurso del pozo y la disposición de la comunidad para aportar la mano de obra no calificada.

1.5.2. Servicios de infraestructura

Tratando de mejorar las rutas alternas para el municipio y contribuyendo al desarrollo de las comunidades, se optó por el puente vehicular en la aldea Lo De Diéguez, como un proyecto factible técnicamente para realizarse a mediano plazo

2. MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO MUNICIPAL HACIA CASERÍO LAS CRUCITAS, MUNICIPIO DE FRAIJANES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

Se priorizó este diseño debido a que la comunidad ya cuenta con los derechos de paso y el caserío carece de este servicio.

2.1. Definición y conceptos

Previo a describir el proceso de cálculo y fijar los parámetros de diseño para el presente proyecto, es necesario describir brevemente las ecuaciones que se utilizarán, así como también algunos conceptos generales.

2.1.1. Agua potable

De acuerdo con la Norma Coguanor 29001, agua potable es toda aquella que por sus características de calidad especificadas en la citada norma, es adecuada para el consumo humano.

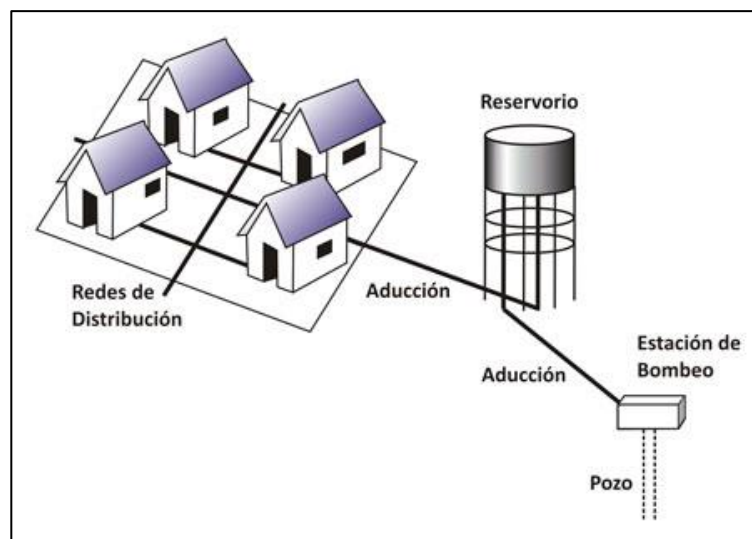
2.1.2. Componentes de un sistema de agua

Los principales componentes de un sistema de agua son los siguientes:

- Captación: obras de infraestructura que permiten captar el agua de la fuente a utilizar.

- **Conducción:** obras que conducen el agua de la captación hacia la planta de tratamiento o hacia el tanque de almacenamiento o compensación.
- **Planta de tratamiento:** son las estructuras en las cuales se realiza el proceso de potabilización del agua mediante diferentes procesos, según sean las necesidades.
- **Almacenamiento:** son los tanques o depósitos que se utilizan para almacenar el agua con la finalidad de compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día,
- **Distribución:** líneas y redes de tubería que distribuyen el agua para los beneficiarios.

Figura 2. **Componentes de un sistema de agua**



Fuente: *Principales sistemas rurales de abastecimiento de agua*. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsacg/guialcalde/2sas/2-3sas.htm>. Consulta: 7 de noviembre de 2014.

2.1.3. Fórmulas hidráulicas usadas en el diseño de abastecimiento

A continuación se presenta las principales fórmulas utilizadas para el cálculo de la pérdida de carga, velocidades y diámetros que tiene lugar en tuberías.

2.1.3.1. Ley de Darcy

Es una ecuación empírica que relaciona la pérdida de presión debido a la fricción a lo largo de una tubería dada con la velocidad media del fluido. Fue refinada en 1845.

Esta fórmula permite la evaluación apropiada del efecto de cada uno de los factores que inciden en la pérdida de energía en una tubería. Es una de las pocas expresiones que agrupan estos factores.

La ventaja de esta fórmula es que puede aplicarse a todos los tipos de flujo hidráulico, debiendo el coeficiente de fricción tomar los valores adecuados, según corresponda.

Su fórmula general es:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

H_f = pérdida de carga debido a la fricción (m)

f = factor de fricción de Darcy (adimensional)

L = longitud de la tubería

D = diámetro de la tubería

V = velocidad media del fluido

g = aceleración de la gravedad

2.1.3.2. Fórmula de Manning

Puede utilizarse para el análisis de flujos en conductos cerrados. También tiene la limitante de que debe usarse para flujos de agua a temperaturas normales y en flujos con elevada turbulencia.

Su fórmula general es:

$$h_f = 10,3 \cdot n^2 \cdot L \cdot \left(\frac{Q^2}{D^{5,33}} \right)$$

Donde

h_f = pérdida de carga debido a la fricción

n = coeficiente de rugosidad

L = longitud de la tubería

D = diámetro de la tubería

Q = caudal

2.1.3.3. Fórmula de Hazen & Williams

Esta ecuación se utiliza particularmente para determinar la velocidad del agua en tuberías circulares llenas o conductos cerrados, es decir, que trabajen a presión.

Es valida solamente para el agua que fluye a temperaturas ordinarias (5 °C – 25 °C). Puede aplicarse con fiabilidad para flujos con elevada turbulencia, es decir números de Reynolds muy grandes. También el diámetro deberá estar entre 0,05 y 3,50 metros.

Su fórmula general es:

$$h_f = 10,674 \times L \times \frac{(Q^{1,852})}{(C^{1,852} \times D^{4,871})}$$

Donde

h_f = pérdida de carga debido a la fricción

C = coeficiente de rugosidad

L = longitud de la tubería

D = diámetro de la tubería

Q = caudal

2.1.4. Normas para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua

Para el presente diseño se utilizó la guía de normas de diseño de abastecimiento de agua potable y disposición final de excretas y aguas residuales en zonas rurales de Guatemala.

2.2. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en tomar una parte del caudal del pozo municipal que actualmente funciona para otra comunidad, el cual también es un sistema por bombeo. Este sistema bombea únicamente por 6 horas, por lo cual se pretende realizar 4 horas de bombeo adicional para el caserío Las Crucitas.

Del pozo municipal saldrá una línea de impulsión la cual desembocará en un tanque de compensación en la parte más alta del trayecto, para luego diseñar la línea de distribución con una caja rompedora y por último realizar las líneas de distribución con las conexiones domiciliarias para los beneficiarios.

2.3. Levantamiento topográfico

Tiene como finalidad recabar toda la información de campo necesaria para elaborar un diseño eficiente. Constituye un elemento básico, permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra en estudio.

El equipo utilizado fue el siguiente:

- Estación total leica TS-02
- GPS geodésico trimble
- Prisma con bipode
- Cinta métrica de 25 m
- Estacas de madera, pintura, clavos, entre otros.

2.3.1. Altimetría

Es una rama de la topografía que se ocupa de la medición de alturas o elevaciones.

2.3.2. Planimetría

Trata de la medición y representación de una porción terrestre sobre una superficie plana.

La altimetría y planimetría del proyecto se realizaron de manera simultánea con el equipo anteriormente listado.

2.4. Caudal de aforo

Es la determinación del caudal de una fuente que se planifica utilizar, existen diferentes maneras de realizar esta medición, dependiendo de las condiciones y las necesidades técnicas que se requieren.

El caudal disponible es suficiente, debido a que la misma fuente es actualmente utilizada para una población mucho mayor, el dato del caudal de aforo del pozo fue facilitado por la municipalidad de Fraijanes, el cual es de 5 litros por segundo.

2.5. Calidad del agua y normas

Para que el agua pueda considerarse potable y segura para el consumo humano, debe cumplir los parámetros establecidos en la Norma guatemalteca Coguanor NGO 29001; la cual rige los límites máximos admisibles (LMA) y los límites máximos permisibles (LMP) de las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua.

Por lo cual hay que efectuar un examen bacteriológico y un análisis fisicoquímico de la fuente y determinar la calidad sanitaria del agua.

2.5.1. Análisis bacteriológico

El objetivo principal de este análisis es determinar el grado de contaminación bacteriana y con materia fecal encontrada en la muestra, para lo cual se busca la presencia del grupo coliforme.

La toma de muestra se realizó en un recipiente de 100 ml con sello hermético, fue tomada, trasladada e ingresada el mismo día al laboratorio de la Facultad de Ingeniería para el análisis respectivo.

Los resultados del análisis bacteriológico indican que el agua es apta para el consumo, según la norma guatemalteca, ya que el agua del pozo municipal es de buena calidad.

2.5.2. Análisis fisicoquímico

Este análisis determina el aspecto, color, turbiedad, olor, sabor, pH, temperatura, conductividad eléctrica, entre otros.

La toma de la muestra se realizó en las mismas condiciones que el análisis bacteriológico y el resultado que se obtuvo indica que desde el punto de vista de la calidad química, el agua cumple con la norma guatemalteca, todas las determinaciones se encuentran dentro de los límites aceptables.

2.6. Período de diseño

Es el tiempo en que el sistema prestará un servicio satisfactorio, es decir, atenderá la demanda y será eficiente. Este período depende de varios factores, entre los más importantes está el mantenimiento, la vida útil de los materiales y la calidad de la construcción.

Basados en lo anterior, para el presente proyecto se asignará un período de diseño de 22 años.

2.7. Estimación de la población futura

Este proyecto abarcará 41 casas, las cuales tienen en promedio 5 habitantes por casa, siendo un total de 205 habitantes. El método para la estimación futura de los habitantes, será de incremento geométrico, debido a que es el que más se adapta a las condiciones del lugar.

Este método consiste en el cálculo de la población con base en la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrada en los censos de población y debe proyectarse en el tiempo, según el período de diseño que se estime. Se expresa con la siguiente ecuación.

La tasa de crecimiento poblacional para Fraijanes es de 0,03 % según el Plan de desarrollo Fraijanes del 2010, este índice es bastante bajo y debido a

que la aldea Las Crucitas se encuentra en área rural y tiene bastante área deshabitada con potencial de crecimiento, se tomará un 2,5 %, el cual es el índice de crecimiento poblacional promedio para la República de Guatemala.

$$Pf = Pa * (1 + r)^n$$

Donde:

Pf = población futura

Pa = población actual = 205 habitantes

r = tasa de crecimiento = 2,5 %

n = periodo de diseño en años = 22 años

Sustituyendo datos:

$$Pf = 205 * (1 + 0,025)^{22} \approx 353 \text{ habitantes}$$

2.8. Dotación

La dotación es la cantidad de agua por unidad de tiempo asignada a la unidad consumidora, que en este caso serán los habitantes beneficiados. La dotación estará expresada en litros por habitante por día (l/hab/día).

Existen varios factores que inciden en la dotación asignada y el criterio del diseñador puede influir en dicho valor. La población a servir es rural, el clima del lugar es templado y el tipo de servicio será de conexión domiciliar. Dadas las características anteriores y con base en la siguiente tabla, la dotación se asignará en 100 l/hab/día.

Tabla III. **Dotaciones recomendadas de diseño**

Descripción	Dotación (l/hab/día)
Llena cántaros	15 - 40
Conexiones prediales	60 - 90
Conexiones domiciliarias en el área rural	90 - 150
Conexiones domiciliarias en el área urbana	150 - 250

Fuente: Instituto de Fomento, INFOM.

2.9. **Determinación del caudal de diseño**

A continuación se presentan varios factores, los cuales tienen gran importancia en el diseño, determinan la cantidad de agua a utilizar por la población durante el período de vida útil.

2.9.1. **Caudal medio diario**

Conocido también como caudal medio, es la cantidad de agua que consume la población en un día. Se obtiene del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con registros de consumo diario se puede calcular en función de la población futura y de la dotación asignada en un día.

$$Q_m = \frac{P_f * \text{dotación}}{86\,400}$$

Sustituyendo datos:

$$Q_m = 353 * 100 / 86\,400 = 0,41 \text{ l/s}$$

2.9.2. Caudal de día máximo

Es el consumo máximo de agua que puede haber en un día durante el año, este valor se usará para el diseño de la línea de conducción y la captación.

Para determinar este caudal se debe multiplicar el consumo medio diario por el factor de día máximo (fmd), cuyo valor varía entre 1,2 y 1,5, dependiendo de las características de la población. Tomando en cuenta el clima, nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que el factor de día máxima es de 1,3.

$$Q_{md} = fmd * Q_m$$

Sustituyendo datos:

$$Q_{md} = 1,3 * 0,41 = 0,533 \text{ l/s}$$

2.9.3. Caudal de hora máximo

Es el consumo máximo de agua que puede haber en una hora específica durante el día, este valor se usará para el diseño de la línea y red de distribución.

Para determinar este caudal se debe multiplicar el caudal medio diario por el factor de hora máxima (fhm), cuyo factor va de 2 a 3 para poblaciones menores de 1 000 habitantes y de 2 para poblaciones futuras mayores de 1 000 habitantes.

La selección del factor es inversa al número de habitantes a servir, el factor de hora máxima tendrá un valor de 2,5.

$$Q_{mh} = f_{hm} * Q_m$$

Sustituyendo datos:

$$Q_{mh} = 2,5 * 0,41 = 1,03 \text{ l/s}$$

2.9.4. Caudal de bombeo

Es el caudal que impulsará el equipo de bombeo, se calcula de la manera siguiente, donde t_B es el tiempo de bombeo expresado en horas.

$$Q_b = \frac{24 * Q_{md}}{t_B}$$

Sustituyendo datos:

$$Q_b = \frac{24 * 0,533}{4} = 3,198 \text{ l/s}$$

2.10. Parámetros de diseño

El diseño hidráulico, se hará con base en la pérdida de presión del agua que corre a través de la tubería. Para comprender el mecanismo que se emplea, se incluye los principales conceptos utilizados.

2.10.1. Presión estática

Se produce cuando todo el líquido en la tubería y en el recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua, multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua en el recipiente.

La máxima presión estática que soportarán las tuberías para este proyecto será del 90 % de la presión de trabajo, teóricamente puede soportar más, pero por efectos de seguridad si hay presiones mayores que la presente, será necesario colocar una caja rompepresión o tubería más resistente.

2.10.2. Presión dinámica

Se produce cuando hay movimiento de agua. La presión estática modifica su valor disminuyéndose, debido a la fricción que causan las paredes de la tubería. La presión dinámica en un punto es la diferencia entre la cota piezométrica y la del terreno.

La menor presión dinámica que se aceptará en la red de distribución será de 10 mca, que es la necesaria para que el agua pueda llegar con cierta presión a las llaves de chorros y regaderas.

2.10.3. Velocidades

En todo diseño hidráulico es necesario revisar la velocidad del líquido, para verificar si se encuentran entre los límites recomendados.

Para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano, la guía del INFOM y el Ministerio de Salud Pública de Guatemala recomienda los siguientes límites:

Para conducciones: mínima = 0,40 m/s y máxima = 3,00 m/s

Para distribución: mínima = 0,60 m/s y máxima = 3,00 m/s

En casos en que inevitablemente se consideren velocidades mayores, deben justificarse y preverse la protección de las obras que puedan quedar expuestas a deterioro por ello.

2.11. Captación

Es toda obra que se hace con la finalidad de recolectar el agua de una fuente. El caudal de la fuente es mucho mayor al que se necesita para la comunidad.

Ya existe un tanque de succión en el lugar, es utilizado para el abastecimiento de otra comunidad, sin embargo, solo precisa de 6 horas de bombeo, se pretende utilizar el mismo para realizar el bombeo por 4 horas únicamente para la aldea Las Crucitas.

2.12. Diseño de línea de conducción

Es el conjunto de tuberías que trabajan a presión forzada que viene desde la captación al tanque de distribución o almacenamiento. Se utilizará tubería PVC de 1 ½ pulgada de diámetro y presión de 160 psi (112 mca).

La tubería a utilizar soportará un máximo del 90 % de la presión indicada por el fabricante y no se permitirán conexiones domiciliarias en el trayecto. Esto debido a la alta presión que tendrá la tubería y evitar daños en el sistema.

2.12.1. Diámetro económico

Se determinan los posibles diámetros a utilizar, los que deben cumplir con los rangos de velocidad indicados en la normativa local.

$$d = \sqrt{\frac{1\,974 * Q_b}{v}}$$

Diámetro superior:

$$d = \sqrt{\frac{1\,974 * 3\,198}{0,4}} = 3,97 \text{ pulgadas}$$

Diámetro inferior:

$$d = \sqrt{\frac{1\,974 * 3\,198}{3}} = 1,45 \text{ pulgadas}$$

Los diámetros comerciales nominales al rango de diámetros internos obtenidos, corresponden a tubería de 1 ¼, 1 ½, 2 , 2 ½ y 3 pulgadas.

2.12.2. Amortización

Para el cálculo del costo de la tubería de los diámetros económicos, es necesario como primer paso, determinar la amortización, usando la siguiente ecuación:

$$A = \frac{r * (r + 1)^n}{(r + 1)^n - 1}$$

Donde

A = amortización

r = tasa de interés (12 % anual, 1 % mensual, asumido)

n = número de meses en que se desea pagar la tubería (120 meses)

Cálculo de la amortización:

$$A = \frac{1 \% * (1 \% + 1)^{120}}{(1 \% + 1)^{120} - 1} = 0,0143$$

2.12.3. Costo por tubo de PVC

Ahora se calcula el costo por longitud de tubería, para conocer finalmente cual es el costo final de la tubería por mes, multiplicando la amortización por el costo de longitud de tubería.

Cantidad de tubos = longitud del tramo/ 6 = 2 460m / 6m = 410 tubos

Tabla IV. Costo por tubo de PVC, 160 psi

Diámetro nominal	Amortización	Costo de la tubería	Cantidad de tubos	Costo por mes
1 1/4	0,0143	49,80	410	291,98
1 1/2	0,0143	72,60	410	425,65
2	0,0143	100,20	410	587,47
2 1/2	0,0143	144,00	410	844,27
3	0,0143	218,40	410	1,280,48

Fuente: elaboración propia.

2.12.4. Pérdidas de carga

Se realiza el cálculo con la fórmula de Hazen & Williams, con los diámetros en el rango de diámetros económicos anteriormente calculado.

Datos:

$$Q_b = 0,003198$$

$$L = 2\,460 \text{ metros}$$

$$C = 150$$

$$h_{f(1\frac{1}{4}'')} = 10,674 \times 2\,460 \times \frac{(0,003198^{1,852})}{(150^{1,852} \times 0,03892^{4,871})} \approx 435 \text{ metros}$$

$$h_{f(1\frac{1}{2}'')} = 10,674 \times 2\,460 \times \frac{(0,003198^{1,852})}{(150^{1,852} \times 0,04456^{4,871})} \approx 225 \text{ metros}$$

$$h_{f(2'')} = 10,674 \times 2\,460 \times \frac{(0,003198^{1,852})}{(150^{1,852} \times 0,05571^{4,871})} \approx 76 \text{ metros}$$

$$h_{f(2\frac{1}{2}'')} = 10,674 \times 2\,460 \times \frac{(0,003198^{1,852})}{(150^{1,852} \times 0,06745^{4,871})} \approx 30 \text{ metros}$$

$$h_{f(3'')} = 10,674 \times 2\,460 \times \frac{(0,003198^{1,852})}{(150^{1,852} \times 0,08204^{4,871})} \approx 12 \text{ metros}$$

2.12.5. Potencia de bomba

Se calcula la potencia de la bomba requerido para cada diámetro calculado y posteriormente el costo de bombeo.

Potencia de la bomba:

$$P = \frac{Q * h}{76e}$$

Donde

P = potencia de la bomba

Q = caudal

h = pérdidas por fricción

e = eficiencia de la bomba (se asumirá 0,6)

$$P_{(1\frac{1}{4}'')} = 0,07013 \times 435 \approx 30,5 \text{ hp} \approx 22,75 \text{ Kw}$$

$$P_{(1\frac{1}{2}'')} = 0,07013 \times 225 \approx 15,8 \text{ hp} \approx 11,77 \text{ Kw}$$

$$P_{(2'')} = 0,07013 \times 76 \approx 5,3 \text{ hp} \approx 3,98 \text{ Kw}$$

$$P_{(2\frac{1}{2})} = 0,07013 \times 30 \approx 2,1 \text{ hp} \approx 1,57 \text{ Kw}$$

$$P_{(3'')} = 0,07013 \times 12 \approx 0,84 \text{ hp} \approx 0,63 \text{ Kw}$$

2.12.6. Costo

Se procede a realizar el cálculo del costo de la energía mensual por bombeo y sumarlo a la de la tubería, así determinar cuál es el diámetro más económico que debe usarse.

Tabla V. **Costo total para elección de diámetro**

Diámetro nominal (plg)	Potencia (Kw)	Horas de bombeo (Kw hora/mes)	Precio Q(Kw/hora)	Costo de bombeo	Costo de la tubería (Q)	Costo total mes (Q)
1 1/4	22.75	2,730	1.90	5,187.00	291.98	5,478.98
1 1/2	11.77	1,412	1.90	2,683.56	425.65	3,109.21
2	3.98	478	1.90	907.44	587.47	1,494.91
2 1/2	1.57	188	1.90	357.96	844.27	1,202.23
3	0.63	76	1.90	143.64	1,280.48	1,424.12

Fuente: elaboración propia.

El diámetro que se utilizará para la línea de impulsión es el de 2 ½ pulgadas, ya que como se observa es el que tiene un coste menor.

2.12.7. Cálculo de bomba

Para determinar la potencia del equipo de bombeo a utilizar se calcula de la siguiente manera:

- Pérdida de carga en línea de impulsión: 30 m.
- Diferencia de altura, tanque de succión a tanque de almacenamiento: 38,5 m.
- Pérdidas menores: 10 % de las pérdidas de carga por fricción: 3 m.
- Total carga dinámica: 71,5 metros.

$$Potencia = \frac{carga\ dinamica * Q_b}{76e} = \frac{71,5 \times 3,198}{76 \times 0,6} \approx 5\ hp$$

Se necesita una bomba que pueda suministrar un caudal de 3,198 litros por segundo y que pueda superar una carga dinámica de al menos 71,6 metros, que según el cálculo será de 5 hp.

2.13. Diseño de tanque de distribución

EL objetivo es compensar las horas de mayor demanda, por lo cual debe cumplir con las siguientes funciones:

- Compensar las demandas máximas horarias esperadas en la red de distribución.
- Almacenar agua en horas de poco consumo como reserva para contingencias.
- Regular presiones en la red de distribución.
- Reserva suficiente por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.

En este caso en particular se aprovechará el tanque de almacenamiento para colocar el sistema de desinfección.

2.13.1. Volumen del tanque

Se recomienda utilizar los datos de la demanda real de la comunidad para establecer el volumen del tanque de distribución. De lo contrario se considerará para el diseño del 25 a 40 % del caudal medio diario en el caso de sistemas por gravedad y de 40 a 65 % en sistemas por bombeo, entre los tanques de succión y distribución, justificándolo mediante un diagrama de masas.

Conforme la recomendación anterior, para calcular el volumen se tomará un 40 % del caudal medio diario.

$$\text{Volumen} = \frac{40 \% * Q_m * 86\,400}{1\,000}$$

Sustituyendo datos:

$$\text{Volumen} = \frac{40 \% * 0,41 * 86\,400}{1\,000}$$

$$\text{Volumen} = 14,17 \text{ m}^3 \approx 15 \text{ m}^3$$

2.13.2. Diseño estructural

Se necesita un almacenamiento mínimo de 15 m³, por lo cual se construirá un tanque semienterrado con unas dimensiones internas de 3 X 3 X 2 m, con muros de concreto ciclópeo y cubierta de losa de concreto reforzado (ver planos en apéndices).

Para los muros se considerará piedra bola que tendrá un diámetro desde 2 a 6 “, unidas entre sí con concreto.

El diseño se realiza normalmente cuando las condiciones son críticas y ocurre cuando el tanque está lleno de agua hasta el punto de rebalse. Para mayor seguridad se asumirá hasta estar lleno a la altura de la parte inferior de la losa, ya que por algún descuido el rebalse puede ser obstruido.

Los muros del tanque están sometidos tanto a fuerzas del agua como del suelo, por lo que se diseñará tomando en cuenta las dimensiones propuestas.

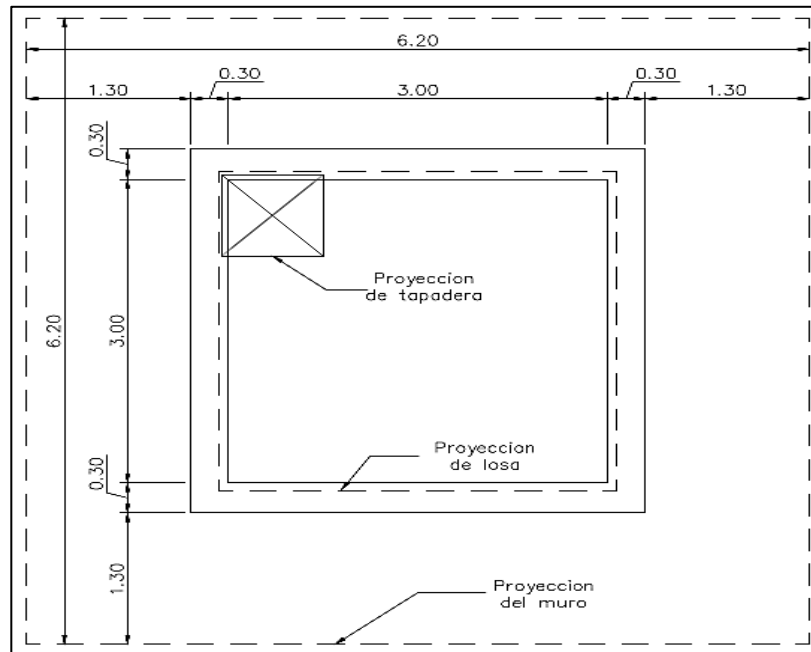
Tendrá las especificaciones siguientes:

- F'_c = resistencia última a compresión del concreto = 210 kg / cm²
- F_y = esfuerzo de fluencia del acero grado 40 = 2 810 kg / cm²
- γ_c = peso específico del concreto = 2 400 kg / m³
- γ_{cc} = peso específico del concreto ciclópeo = 2 400 kg / m³
- γ_s = peso específico el suelo = 1 600 kg / m³
- V_s = valor soporte del suelo = 15 000 kg / m²
- γ_a = peso específico del agua = 1 000 kg / m³
- Φ = ángulo de fricción interna del suelo = 30° (asumido)
- μ = coeficiente de fricción suelo-muro = 0,50 (asumido)

Diseño de la losa

La losa se diseñará conforme al método 3 ACI 318-08, por las condiciones de la losa se encuentra dentro de las limitaciones.

Figura 3. Dimensiones del tanque (planta)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Cálculo de espesor mínimo de la losa:

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{3,15 * 4}{180} = 0,07 \text{ m (metodo 3 ACI 318 – 63)}$$

$$t = \frac{l_n}{36} = \frac{3,15}{36} = 0,0875 \text{ m (tabla 9.5 (c) ACI 318 – 08)}$$

Para fines prácticos de construcción se adoptará un peralte (t) de 10 cm.

Sentido de la losa:

- $m < 0,5$ losa en un sentido
- $m \geq 0,5$ losa en dos sentidos

Donde m es la relación entre el lado más corto y el lado más largo de la losa.

$$m = \frac{3}{3} = 1 = \text{losa en dos sentidos}$$

Integración de cargas, combinación CR2 AGIES NSE 2.10

$$W = 1,3 M + 1,6 V$$

Donde

W = es la carga mayorada

M = es la carga muerta = peso de la losa + sobrecarga

V = es la carga viva = techos sin acceso (AGIES NSE 2-10 tabla 3-1)

Sustituyendo datos:

$$W = 1,3 \left\{ \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,1\text{m} \right) + 90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right\} + 1,6 \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$
$$W = (429 + 160) = 589 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de momentos según método 3 ACI 318 – 63 de losa con todos los bordes continuos o empotrados.

Momentos negativos:

$$M_{a-} = M_{b-} = C_{a-} * W l_a^2$$

$$M_{a-} = 0,045 * 589 * 3^2 = 238,54 \text{ kg} - \text{m}$$

Momentos positivos:

$$M_{a+} = M_{b+} = (C_{a+} * W D * l_a^2) + (C_{a+} * W L * l_a^2)$$

$$M_{a+} = (0,018 * 429 * 3^2) + (0,027 * 160 * 3^2) = 108,38 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo de peralte de losa:

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2} = 10 - 3 - 0,5 = 6,5 \text{ cm}$$

Cálculo de acero mínimo según AC1-318-08 en su sección 10.5:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

Pero no menor a

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} (b * d)$$

Entonces el $A_{s_{min}}$ que da de la siguiente manera:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 * \sqrt{210}}{2\ 810} * 100 * 6,5 = 0,84\ cm^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2\ 810} (100 * 6,5) = 3,26\ cm^2$$

Debido a las indicaciones del ACI-318-08 en su sección 10.5 el $A_{s_{min}}$ a usar el $3,26\ cm^2$

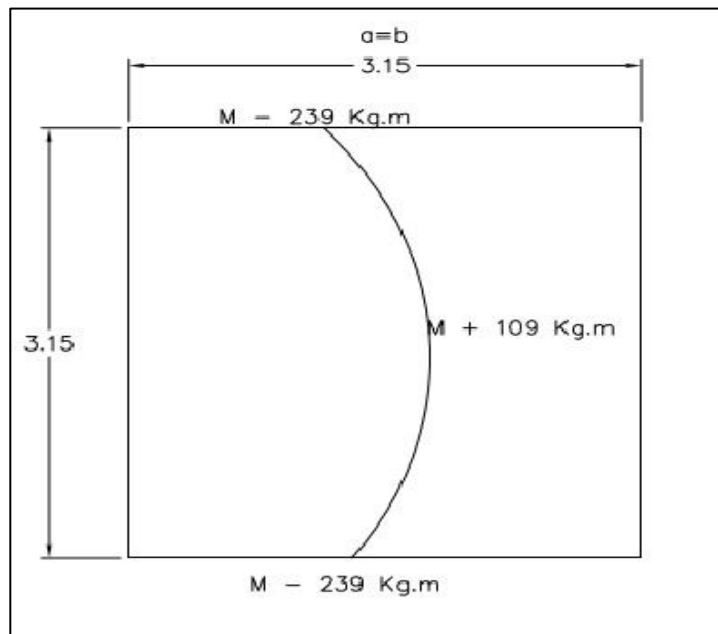
Cálculo de momento soportado usando A_s mínimo:

$$M_u = 0,9 \left\{ A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f' \ c * b} \right) \right\}$$

$$M_u = 0,9 \left\{ 3,26 * 2\ 810 \left(6,5 - \frac{3,26 * 2\ 810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right\}$$

$$M_u = 51\ 474\ kg.cm \approx 515\ kg.m$$

Figura 4. **Diagrama de momentos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Como el momento soportado por el área de acero mínimo ($M_u = 515 \text{ kg}\cdot\text{m}$), es mayor a los momentos solicitados en el diseño, se usará como refuerzo el $A_{s_{\min}} = 3,26 \text{ cm}^2$

Cálculo del espaciamiento máximo:

$$S_{\max} = 3t = 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm}$$

Cálculo del espaciamiento necesario:

Por simple relación de triángulos semejantes se puede obtener el espaciamiento entre barras. Partiendo en que se tienen $3,26 \text{ cm}^2$ para colocarlo en 100 cm, se debe averiguar el espacio para ubicar este acero, utilizando varilla número 3.

$$\frac{S}{100 \text{ cm}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{3,26 \text{ cm}^2} \therefore S = 21,78 \approx 20 \text{ cm}$$

El armado para la losa será acero número 3 grado 40 @ 0,20 m en ambos sentidos.

Revisión por cortante:

$$V_{\text{actuante}} = \frac{W * \text{área tributaria}}{L}$$

$$V_{\text{actuante}} = \frac{589 * 2,25}{3} = 442 \text{ kg}$$

$$V_{\text{resistente}} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{\text{resistente}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 6,5 = 4\,244 \text{ kg}$$

$$V_{\text{resistente}} \gg V_{\text{actuante}}$$

- Diseño de solera corona

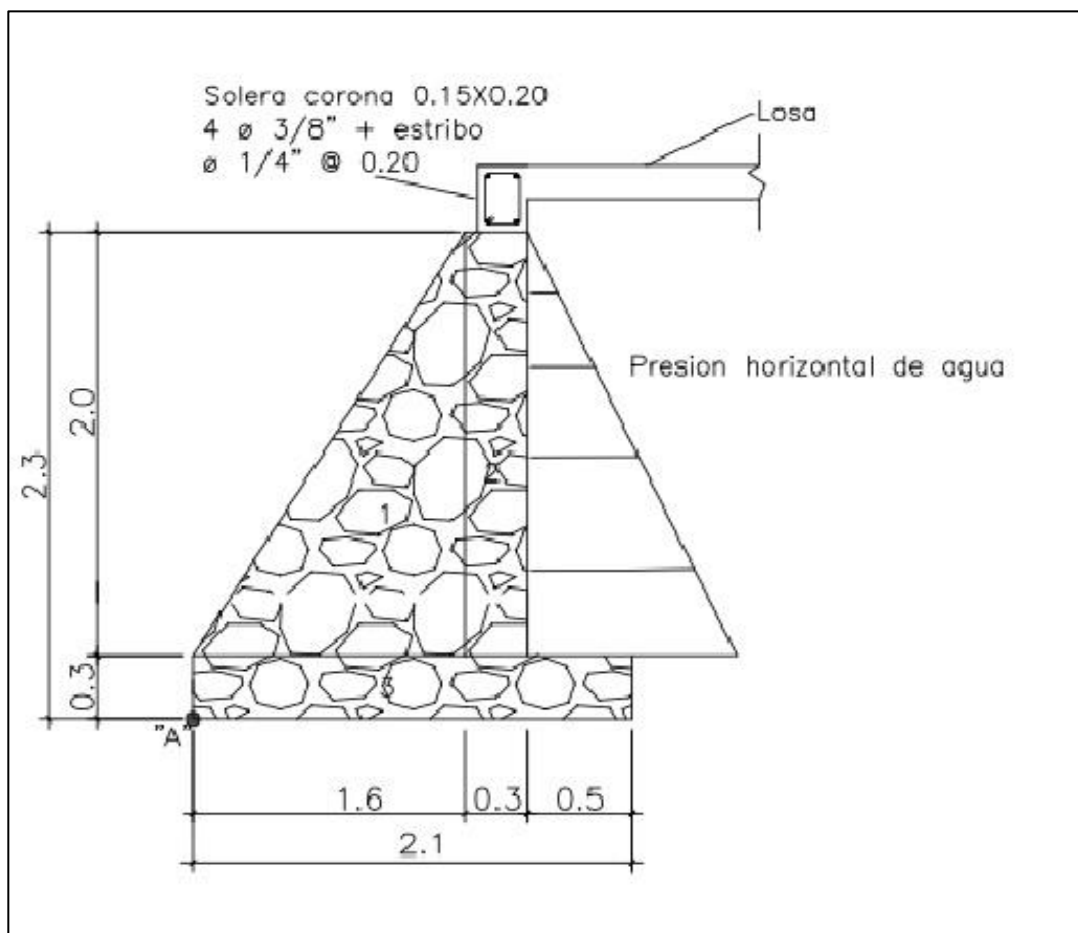
Las soleras coronas son los elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas de piso a las columnas verticales, están sometidas a esfuerzos de compresión, tensión y corte. En este caso en particular, las soleras no funcionarán como elementos estructurales sometidos a flexión, ya que, estarán sobre las paredes de los muros ciclópeos.

Únicamente tendrán la función de servir como un elemento de apoyo a la losa, como sistema de anclaje en el cual se pueden incorporar las longitudes de

desarrollo necesario para el armado de la losa y generar estabilidad en la parte superior del tanque de almacenamiento.

Por las razones anteriormente descritas se usará una cuantía de acero mínima, la cual constará de 4 hierros número 3 grado 40, como refuerzo longitudinal y estribos número 2 a cada 20 cm, como refuerzo transversal. Las dimensiones de solera serán de 15 X 20 cm.

Figura 5. **Muro por gravedad del tanque**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

- Diseño del muro del tanque de almacenamiento:

El tipo de tanque podrá estar superficial o enterrado, los muros serán de concreto ciclópeo y será diseñado como un muro de gravedad en la condición crítica.

Tabla VI. **Momento estabilizante respecto al punto A**

Figura	Altura (m)	Base (m)	Área (m ²)	Peso específico (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
1	2	1,3	1,30	2 400	3 120	0,867	2 705
2	2	0,3	0,60	2 400	1 440	1,150	1 656
3	0,3	2,1	0,63	2 400	1 512	1,050	1 588
Sumatoria					6 072		5 949

Fuente: elaboración propia.

- Revisión del muro

Deben realizarse las siguientes revisiones para verificar que la estructura cumple con los factores de seguridad recomendados. Se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$\text{Volteo} = ME/MV > 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = (W * \mu)/E > 1.5 \quad \mu = 0,9 * \tan \theta$$

$$\text{Presión máxima} = W/A[1 + (6e/b)] < V_s \quad e = b/2 - a$$

$$\text{Presiones mínima} = W/A[1 - (6e/b)] > 0 \quad a = (ME - MV)/W$$

Presión positiva = $3a >$ base del muro

Donde:

ME = momento de empuje

MV = momento de volteo

W = peso propio de la estructura

E = empuje del agua

Vs = valor soporte del suelo

A = área de la base

E = excentricidad

b = base

Mv = fuerza del suelo sobre el muro

γ = peso específico del agua

H = altura total de agua

h = punto donde actúa la presión ejercida por el agua

- Contra volteo

$$\text{Volteo} = ME/MV > 1,5$$

$$Mv = \gamma * \frac{H^2}{2} * h = 1\,000 * \frac{1,7^2}{2} * \left(0,3 + \frac{1,7}{3}\right) = 1\,252,33 \text{ kg. m}$$

$$\text{Volteo} = \frac{5\,948}{1\,252,33} = 4,75 > 1,5 \text{ (cumple)}$$

- Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = (W * \mu)/E > 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{(6\,072 * 0,9 * \tan 30)}{0,5 * 1\,000 * 1,7^2} = 2,18 > 1,5 \text{ (cumple)}$$

- Presiones

$$a = (5\,948 - 1\,252,33)/6\,072 = 0,77$$

$$e = 2,1/2 - 0,77 = 0,28$$

$$\text{Presión máxima} = W/A[1 + (6e/b)] < V_s$$

$$\text{Presión máxima} = \frac{6\,072}{2,1} * \left[1 + \left(6 * \frac{0,28}{2,1} \right) \right] = 5\,205 < V_s \text{ (cumple)}$$

$$\text{Presión mínima} = W/A[1 - (6e/b)] > 0$$

$$\text{Presión mínima} = \frac{6\,072}{2,1} * \left[1 - \left(6 * \frac{0,28}{2,1} \right) \right] = 578 > 0 \text{ (cumple)}$$

$$\text{Presión positiva} = 3a > \text{base del muro}$$

$$\text{Presión positiva} = 3 * 0,77 = 2,31 > 2,1 \text{ (cumple)}$$

2.13.3. Cálculo de sismo

Se realizará con las ecuaciones de acuerdo con el artículo A11.1 de AASHTO LRFD 2010. El valor de coeficiente sísmico de aceleración horizontal se obtiene de las Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala. AGIES NSE 2-10.

Para obtener la aceleración máxima del suelo (A) se toman en cuenta las siguientes características de la tabla VII.

Tabla VII. **Cálculo de la aceleración máxima según AGIES/NSE 3-10 y coeficiente sísmico al límite de cadencia**

AGIES/NSE 3-10		CORTE BASAL AL LIMITE DE CEDENCIA	
Información general		Referencia	
Municipio	Fraijnes		
Departamento	Guatemala		
Categoría	III Obras Importantes	NSE 1 pág. 7	
Parámetros de diseño			
Índice de Sismicidad Io	4	NSE 2 Figura 4-1	
Scr (g)	1,65	NSE 2 Anexo A pág.. 55	
S1r (g)	0,6	NSE 2 Anexo A pág.. 55	
Clase de Obra	D	NSE 2 tabla 4-1	
Tipo de fuente sísmica	B	NSE 2 Tabla 4-5	
Clase de sitio	D	NSE 2 Tabla 4-4	
Fa	1	NSE 2 Tabla 4-2	
Fv	1,5	NSE 2 Tabla 4-3	
Scs = Scr X Fa	1,65		
S1s = Sir X Fv	0,9		
Intensidades Sísmicas Especiales			
Na	Distancia ≥ 10 Km	1	NSE 2 Tabla 4-6
Nv	Distancia = 10 Km	1	NSE 2 Tabla 4-7
Scs = Scr X Fa X Na	1,65		
S1s = Sir X Fv X Nv	0,9		
Nivel mínimo de protección sísmica			
Probabilidad de exceder			
sismo de diseño en 50 años	5%	NSE 2 Tabla 4-1	
Factor de escala Kd			
Sismo	Sismo Ordinario	0.80	NSE 2 4.3.4.1
Espectro calibrado a nivel de diseño requerido			
Scd = Kd X Scs	1,32		
S1d = Kd X S1s	0,72		
Aceleración máxima del suelo			
AMSd = 0.40 X Scd	0,5280		
Componente vertical sismo de diseño			
Svd = 0.15 X Scd	0,198		
Periodo Ta	Dirección X	0,0954	segundos Ta=Kt(hn)^x
Periodo Ta	Dirección Y	0,0954	segundos 2.1.4
Periodo de transición Ts= S1d/Scd	0,5455	segundos	
Ordenadas Espectrales			
Sa (T) = Scd si T ≤ Ts	1,3200	Aplica	
Sa (T) = S1d/T si T > Ts	7,5469	No aplica	
Metodo de carga estatica equivalente			
Factor de reduccion de respuesta sísmica (R)	8	NSE 3 tabla 1-1	
Coeficiente sísmico al limite de cadencia			
Cs = Sa(T)/R	0,16500		
Cs ≥ 0.044 Scd	0,05808		
Cs ≥ 0.75KdS1r / R	0,04500		
Ws	8,072	Toneladas	
vb = CsWs	1,33	Toneladas	

Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto, la aceleración máxima del suelo A : 0,4160

La fuerza de sismo estará aplicada a una altura de $H/2$ según AASHTO LRFD 2010 A.11.11.1.1.

El coeficiente de presión activa sísmica del terreno es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0°

β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

ϕ = ángulo de fricción interna del relleno = 30°

K_{AE} = coeficiente de presión activa sísmica del terreno

i = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

H = altura del muro = 2,3 m

γ_t = peso unitario del suelo = $1\,600\text{ kg/m}^3$

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal = 0,5280

K_h = coeficiente de aceleración horizontal = $0,5A = 0,5 \times 0,5280 = 0,264$

K_v = coeficiente de aceleración vertical = 0

K_a = coeficiente de empuje activo = 0,296 (es necesario hacer las siguientes operaciones.)

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi)}{\Gamma[\text{sen}^2\theta\text{sen}(\theta - \delta)]}$$

Donde:

θ = ángulo de fricción interna del relleno = 30 °

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 25 ° (ver tabla VIII)

β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

ϕ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90 °

K_a = coeficiente de empuje activo

i = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

Tabla VIII. **Ángulo de fricción entre diferentes materiales**

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coeficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		

Fuente: AASHTO LRFD 2010.

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(90^\circ+25^\circ)\text{sen}(90^\circ-0^\circ)}{\text{sen}(30^\circ-25^\circ)\text{sen}(30^\circ+0^\circ)}} \right]^2 = 2,796$$

$$K_a = \frac{\sin^2(30^\circ + 90^\circ)}{\Gamma[\sin^2 30^\circ * \sin(30^\circ - 25^\circ)]} = 0,296$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) = \arctan\left(\frac{0,264}{1 - 0}\right) = 14,79^\circ$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 14,79^\circ)}{\cos 14,79^\circ * \cos^2 0 * \cos(14,79^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30)\sin(30^\circ)}{\cos(14,79^\circ)\cos(0)}}\right]^2}$$

$$K_{AE} = 0,469$$

La fuerza de acción sísmica es:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 (K_{AE} - K_a)$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * 1\,600 * 2,3^2 (0,469 - 0,296) = 732,13 \text{ kg}$$

Revisión por sismo:

$$V_b \text{ (calculado en la tabla VII)} > P_{AE}$$

$$1\,330 \text{ kg} > 732,13 \text{ kg (cumple)}$$

2.14. Diseño de la línea de distribución

Es el conjunto de tuberías trabajando a presión forzada que viene desde el tanque de almacenamiento y alimentan de agua a cada una de las conexiones domiciliarias de los usuarios. Se utilizará tubería PVC de presión 160 psi (112 mca).

Se construirá una caja rompepresión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución, debido a que la diferencia de alturas sobrepasa los parámetros establecidos.

El caudal para diseño será el mayor entre el caudal de hora máxima y el caudal de uso simultáneo.

Si se toma un promedio de 5 habitantes por casa o conexión, con el cálculo de la población futura (352 personas), se tiene 71 conexiones a futuro, entonces se calcula el caudal instantáneo de la siguiente forma:

$$q = k\sqrt{n - 1}$$

Donde:

q = caudal de uso simultáneo no menor de 0,20 l/s

k = coeficiente; 0,20 predial; 0,15 llena cántaros

n = número de conexiones o llena cántaros futuros

$$q = 0,20\sqrt{71 - 1} = 1,67 \text{ l/s}$$

Ejemplo de diseño:

- Tramo 2
Cota inicial = 1 640,50 m
Cota final = 1 591,0 m
Longitud = 1 660 m
Caudal de hora máximo = 1,03 l/s (se usará 1,67 l/s por ser mayor)
Coeficiente c de PVC = 150

Cálculo del diámetro teórico:

$$\emptyset = \left(\frac{1\,743,811 * 1\,660 * 1,67^{1,85}}{(1\,640,5 - 1\,591,0) * 150^{1,85}} \right)^{1/4,87} = 1,725 \text{ "}$$

Se tomó un diámetro comercial de 1 ½ ", con diámetro interno de 1 754 ".

Cálculo de pérdida:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 1\,660 * 1,67^{1,85}}{150^{1,85} * 1,754^{4,87}} = 45,65 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = \frac{1,9735 * Q}{\phi^2} = \frac{1,9735 * 1,67}{1,754^2} = 1,07 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (\text{cumple})$$

Cota piezométrica:

$$CP = \text{Cota inicial} - H_f = 1\,640,5 - 45,65 = 1\,594,85 \text{ m}$$

Presión dinámica final:

$$\text{Presión} = CP - \text{cota final} = 1\,594,85 - 1\,591,0 = 3,85 \text{ m}$$

- Tramo 3
Cota inicial = 1 591,0 m
Cota final = 1 547,0 m
Longitud = 770 m

Caudal de hora máximo = 1,03 l/s (se usará 1,67 l/s por ser mayor)

Coeficiente c de PVC = 150

Cálculo de pérdida:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 770 * 1,67^{1,85}}{150^{1,85} * 1,754^{4,87}} = 21,17 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = \frac{1,9735 * Q}{\phi^2} = \frac{1,9735 * 1,67}{1,754^2} = 1,07 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (\text{cumple})$$

Cota piezométrica:

$$CP = \text{Cota inicial} - H_f = 1\,591,0 - 21,17 = 1\,569,83 \text{ m}$$

Presión dinámica final:

$$\text{Presión} = CP - \text{cota final} = 1\,569,83 - 1\,547,0 = 22,83 \text{ m}$$

- Tramo 4 (ramal 1)

$$q = 0,20\sqrt{12 - 1} = 0,66 \text{ l/s}$$

Cota inicial = 1 558,04 m

Cota final = 1 548,81 m

Longitud = 180 m

Caudal de hora máximo = 0,66 l/s

Coeficiente c de PVC = 150

Cálculo del diámetro teórico:

$$\varnothing = \left(\frac{1\,743,811 * 180 * 0,66^{1,85}}{(1\,558,04 - 1\,548,81) * 150^{1,85}} \right)^{1/4,87} = 1,08 \text{ "}$$

Se tomó un diámetro comercial de 1 ", con diámetro interno de 1,195 ".

Cálculo de pérdida:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 180 * 0,66^{1,85}}{150^{1,85} * 1,195^{4,87}} = 5,76 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = \frac{1,9735 * Q}{\phi^2} = \frac{1,9735 * 0,66}{1,195^2} = 0,91 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (\text{cumple})$$

Cota piezométrica:

$$CP = \text{Cota inicial} - H_f = 1\,584,44 - 5,76 = 1\,578,68 \text{ m}$$

Presión dinámica final:

$$\text{Presión} = CP - \text{cota final} = 1\,578,68 - 1\,548,81 = 29,87 \text{ m}$$

- Tramo 5 (ramal 2)

$$q = 0,20\sqrt{15 - 1} = 0,75 \text{ l/s}$$

Cota inicial = 1 544,46 m

Cota final = 1 553,15 m

Longitud = 85 m

Caudal de hora máximo = 0,75 l/s

Coeficiente c de PVC = 150

Cálculo del diámetro teórico:

$$\emptyset = \left(\frac{1\,743,811 * 85 * 0,75^{1,85}}{(1\,544,46 - 1\,553,15) * 150^{1,85}} \right)^{1/4,87} = 0,99 \text{ "}$$

Se tomó un diámetro comercial de 1 ", con diámetro interno de 1,195 ".

Cálculo de pérdida:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 85 * 0,99^{1,85}}{150^{1,85} * 1,195^{4,87}} = 5,75 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = \frac{1,9735 * Q}{\phi^2} = \frac{1,9735 * 0,99}{1,195^2} = 1,37 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (\text{cumple})$$

Cota piezométrica:

$$CP = \text{Cota inicial} - H_f = 1\,568,93 - 5,75 = 1\,563,18 \text{ m}$$

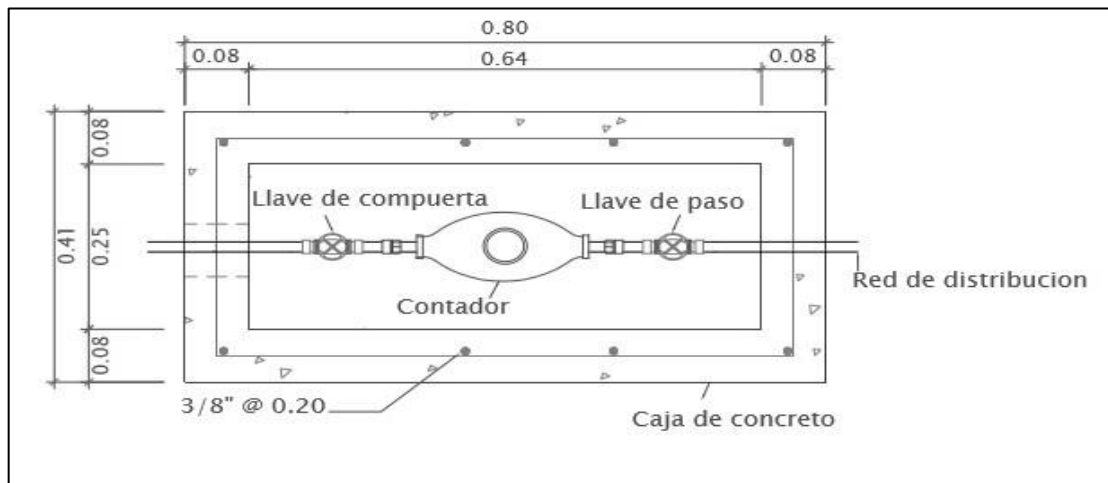
Presión dinámica final:

$$\text{Presión} = CP - \text{cota final} = 1\,563,18 - 1\,553,15 = 10,03 \text{ m}$$

2.15. Conexiones domiciliarias

Cada una consiste en un contador protegido por una caja de concreto, una llave de compuerta, una de paso y los respectivos accesorios conectados a la red de distribución mediante tubería PVC de $\frac{1}{2}$ " y que se dirige a la red interna de cada vivienda.

Figura 6. **Conexión domiciliar**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

2.16. Obras de arte

Son utilizadas en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable para optimizar el funcionamiento y tener un adecuado sistema de mantenimiento.

2.16.1. Válvula de aire

Las líneas de tuberías por gravedad acumulan aire en los puntos altos. Esto hace que se reduzca el área útil de la tubería, ya que cuando son presiones bajas el aire no puede ser expulsado, como consecuencia ocasiona un aumento de pérdidas y disminución del caudal.

2.16.2. Válvula de flote

Este tipo de válvulas consta de un flote plástico o de cobre, en el que al llegar el agua a cierto nivel, hace que el flotador suba y cierre el paso de agua en la tubería. Se utilizarán en las CRP y en el tanque de almacenamiento, para evitar que se desperdicie el líquido.

2.16.3. Válvula de limpieza

Se utilizan para extraer todos los sedimentos que se acumulan en los puntos bajos de las líneas de tubería. Regularmente se colocan únicamente en la línea de conducción. Por la topografía de este proyecto, se colocarán 3. La posición esta detallada en los planos constructivos.

2.17. Sistema de desinfección

El proceso más común es la cloración, este proceso está destinado a destruir el desarrollo de microorganismos patógenos, algas y bacterias. Por el bajo costo en operación y mantenimiento, en este proyecto se utilizará un alimentador automático en forma de termo de tabletas de tricloro.

En el mercado nacional existen alimentadores de diferentes capacidades, la cual depende de la concentración requerida y el caudal a tratar. Se utilizarán pastillas de 200 gramos y el análisis bacteriológico definirá la concentración necesaria. Para determinar la cantidad de tabletas en un mes se usará la siguiente ecuación:

$$G = \frac{C * M * D}{\% c}$$

Donde:

G = gramos de tricloro

C = miligramos por litro deseados = 0,001

M = litros de agua a tratarse por día = $Q_m * 86\ 400$

D = número de días que durará = 30 días

% = concentración de cloro = 0,9

$$G = \frac{0,001 * 0,36 * 86\ 400 * 30}{0,9} = 1\ 036,8\ g = 5,184\ tabletas$$

Se necesitarán 6 tabletas de tricloro de 200 gramos cada mes, este valor puede variar en el tiempo y tendrá que ajustarse si cambian las características químicas de las tabletas o la calidad del agua.

2.18. Mantenimiento del sistema

El encargado del funcionamiento debe ser preferiblemente una persona que tenga conocimientos de fontanería, realizará inspecciones periódicas de todos los componentes del sistema para garantizar el adecuado funcionamiento.

Entre las tareas mínimas que deben cumplirse están: detectar y reparar posibles fugas, mantener limpias las cajas rompedoras y el tanque de almacenamiento, revisar las válvulas de flote para que funcionen correctamente, suministrar pastillas de tricloro, según sea necesario y velar por el buen funcionamiento de todo el sistema.

2.19. Propuesta de tarifa

Se pretende que el mantenimiento del sistema, el suministro de pastillas de hipoclorito de calcio y las reparaciones menores del sistema sean cubiertos por las familias beneficiadas.

Por lo cual se propone una tarifa de Q 15,00 mensuales a cada conexión domiciliar. El cobro y el manejo de los recursos recaudados serán administrados por la municipalidad.

2.20. Presupuesto del sistema de agua potable

El presupuesto fue elaborado con los precios actuales, con la finalidad de actualizarlos si fuese necesario al momento de la ejecución del proyecto.

Tabla IX. **Resumen presupuesto del sistema de agua potable**

Resumen Presupuesto general						
No.	CUADRO DE RENGLONES Y CANTIDADES DE TRABAJO	Cantidad	Unidad	P.U.		Total
		Contratada	Medida			
1	Replanteo topográfico	2 088	ml	Q	1.93	Q 4 030.00
2	Línea de impulsión	2460	ml	Q	52.82	Q 129 945.40
3	Tanque de almacenamiento	1	Unidad	Q	78 131.30	Q 78 131.30
4	Caja rompe presión	1	Unidad	Q	16 157.70	Q 16 157.70
5	Caja de válvulas	4	Unidad	Q	5 116.80	Q 20 467.20
6	Red de distribución	2695	ml	Q	125.40	Q 337 942.80
7	Conexión domiciliar	41	Unidad	Q	1 486.94	Q 60 964.54
Costo total del proyecto:						Q 647 638.94

Fuente: elaboración propia.

2.21. Elaboración de planos

Los planos que fueron elaborados para este proyecto son los que se consideran mínimos para la correcta ejecución del mismo. Se encuentran en anexos y se listan a continuación:

- Ubicación y localización
- Planta general
- Línea de conducción
- Línea de distribución
- Red de distribución

- Tanque de almacenamiento
- Caja de válvulas
- Caja rompepresión
- Conexión domiciliar

2.22. Cronograma de ejecución

Tabla X. Resumen cronograma del sistema de agua potable

CRONOGRAMA DE EJECUCION FISICA																								
No.	CUADRO DE RENGLONES Y CANTIDADES DE TRABAJO	CANTIDAD CONTRATADA	UNIDAD MEDIDA	1 MES	2 MES	3 MES	4 MES	5 MES	6 MES															
1	Replanteo topográfico	2088.00	ml																					
2	Línea de impulsión	2460.00	ml																					
3	Tanque de almacenamiento	1.00	Unidad																					
4	Caja rompe presión	1.00	Unidad																					
5	Caja de válvulas	4.00	Unidad																					
6	Red de distribución	2695.00	ml																					
7	Conexión domiciliar	41.00	Unidad																					
TIEMPO TOTAL PARA LA EJECUCION DEL PROYECTO: SEIS (6) MESES CALENDARIO																								

Fuente: elaboración propia.

2.23. Evaluación socioeconómica

La evaluación socioeconómica del proyecto tiene como objeto principal, identificar los beneficios y luego valorizarlos, para elaborar indicadores de la rentabilidad social a través del análisis de beneficio costo.

Como el proyecto es de carácter social, no se perciben beneficios económicos. El principal beneficio será brindar un servicio básico a una población determinada y así mejorar la calidad de vida de los habitantes.

Da como resultado un ahorro de tiempo en actividades de acarreo y evitar enfermedades gastrointestinales, que producen gastos en médicos y medicina.

Asimismo, los terrenos de los beneficiados ganaran una plusvalía al contar con este servicio.

2.23.1. Costo beneficio

Este indicador dará el costo directo que se invertirá para que cada beneficiado obtenga el servicio. Servirá como ayuda para que las instituciones de inversión social tomen una decisión basados en el costo beneficio por habitante y la disposición económica disponible.

$$\frac{\text{Costo total}}{\text{Beneficio}} = \frac{647\,838,94}{205} = 3\,160,19$$

Es decir, se deberá invertir Q 3 160,19 por cada habitante de la comunidad para que puedan beneficiarse del servicio.

2.24. Evaluación de impacto ambiental

- Información general

- Nombre del proyecto: mejoramiento de conducción de agua potable del pozo municipal hacia caserío Las Crucitas, municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala.
 Vida útil del proyecto: 22 años.
 Área o situación legal donde se ubicará el proyecto: estará ubicado en terrenos propiedad de los vecinos y en las calles de la comunidad.
 Superficie estimada del proyecto: 5 155 metros más la superficie del tanque y las cajas, un área aproximada de 60 metros cuadrados.
 Colindancias y actividades que desarrollan en el predio: debido a que el proyecto se encuentra dentro de la comunidad, los colindantes serán los mismos vecinos y las actividades serán de excavación, colocación de tuberías y construcción de pequeñas estructuras en mampostería.
 Trabajos necesarios para la preparación del terreno: limpieza y señalización.
- Vías de acceso: calles internas y senderos de la aldea.
- Influencia del proyecto
 - Fuente de suministro y requerimiento de energía y combustible a utilizar: se utilizará energía eléctrica para el funcionamiento de la bomba de impulsión únicamente
 - Fuentes de suministro de agua y los requerimientos de agua cruda o potable: se utilizará parte del caudal de una fuente municipal para satisfacer la demanda requerida para el proyecto.

Recursos naturales que serán aprovechados en las diferentes etapas: se utilizará piedra bola y arena para la construcción del tanque; la tierra de la excavación servirá para cubrir nuevamente la tubería.

- Indicar cada sustancia o material que será utilizado en el proceso: se utilizará piedra bola, piedrín, arena, cemento, acero, madera, tubería de PVC, pegamento para tubería y agua.

- Control ambiental

Residuos o contaminantes que serán generados (en cantidades y contenidos): al estar instalada la tubería, se procederá a rellenar las zanjas lo antes posible y así evitar accidentes y contaminación visual.

Emisiones a la atmósfera (gases, humo, entre otros): no se generará alguna.

- Desechos sólidos (que clase de basura): los únicos desechos sólidos serán las bolsas de cemento y sobrantes de otros materiales, tales como tubos, acero, entre otros, los que serán llevados a un lugar autorizado para su depósito.

Ruidos y/o vibraciones: no se generará, debido a que la corriente fluirá por gravedad la mayor parte del trayecto y al inicio la bomba será eléctrica, por lo que el ruido será despreciable.

- Contaminación visual: la única contaminación visual será la acumulación de material suelto, el cual deberá ser utilizado para rellenar las zanjas de nuevo y el resto se moverá a un lugar adecuado.

- Plan de mitigación
 - Al estar excavados los primeros metros y colocada la tubería, se procederá a rellenar las zanjas lo antes posible para evitar accidentes y contaminación visual.
Inmediatamente después de rellenada la zanja, retirar del área de trabajo el material sobrante del proyecto ejecutado.
 - Dotar al personal encargado de la construcción, del equipo adecuado como cascos, botas, guantes, y herramienta en buen estado, además, se deberá dar una breve charla acerca de los trabajos a realizar y resolver dudas para evitar accidentes.

3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, ZONA 2 FINCA LAS BRISAS, ALDEA LO DE DIÉGUEZ, FRAIJANES, GUATEMALA

3.1. Consideraciones generales

3.1.1. Definición

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías.

3.1.2. Tipo de vehículos

Vehículos de circulación - pesos y medidas máximas permitidas según AASHTO-LRFD 2010 para el puente propuesto aquí, será el HL-93 (HS20).

3.1.3. Tipo de puentes

A los tipos de puentes se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Según su función:
 - Peatonales
 - Vehiculares
 - Ferroviarios

- Por los materiales de construcción:
 - Madera
 - Mampostería
 - Acero estructural
 - Sección compuesta
 - Concreto armado
 - Concreto preesforzado

- Por el tipo de estructura
 - Simplemente apoyados
 - Continuos
 - Simples de tramos múltiples
 - Arco
 - Colgantes

3.1.4. Especificaciones de diseño

Se tomaron en cuenta los siguientes criterios y especificaciones:

- Diseño: para el diseño de puentes se utiliza la Norma de Standard Specifications Highway Bridges de la American Association of State Highway, and Transportation Officials, (AASHTO-LRFD 2010).
- Carga viva: se usó la carga viva de diseño tipo AASTHO HL-93 (HS.20).
- Recubrimientos. AASHTO 8.22: se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos y muros 8 cm; para losas en cama superior 5 cm, cama inferior 2,5 cm; para columnas y vigas 5 cm.

- Longitud de desarrollo. AASHTO 8.24.1.2: se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz dividido 20.
 - Traslapes: según AASHTO 8.25 (DGC 509.080): se calculó con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras número 11, de tal forma que desarrollen un 125 % del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación de la AASHTO 8.33.2, y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60 cm.
 - Ganchos: AASHTO 8.23.2.2. DGC 509: los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en el lado libre, cuando se trata de 180 °, y 12 diámetros cuando se trata de 90 °.
 - Formaletas: se construyen de acuerdo con la sección DGC 505.04.
 - Para la superestructura se deben tomar en cuenta:
 - La acera y el barandal deben construirse posteriormente a la deflexión libre de las vigas.
 - Todos los elementos de metal deben cubrirse con dos capas de diferente color de pintura anticorrosiva, exceptuando los pernos que deben estar debidamente engrasados.

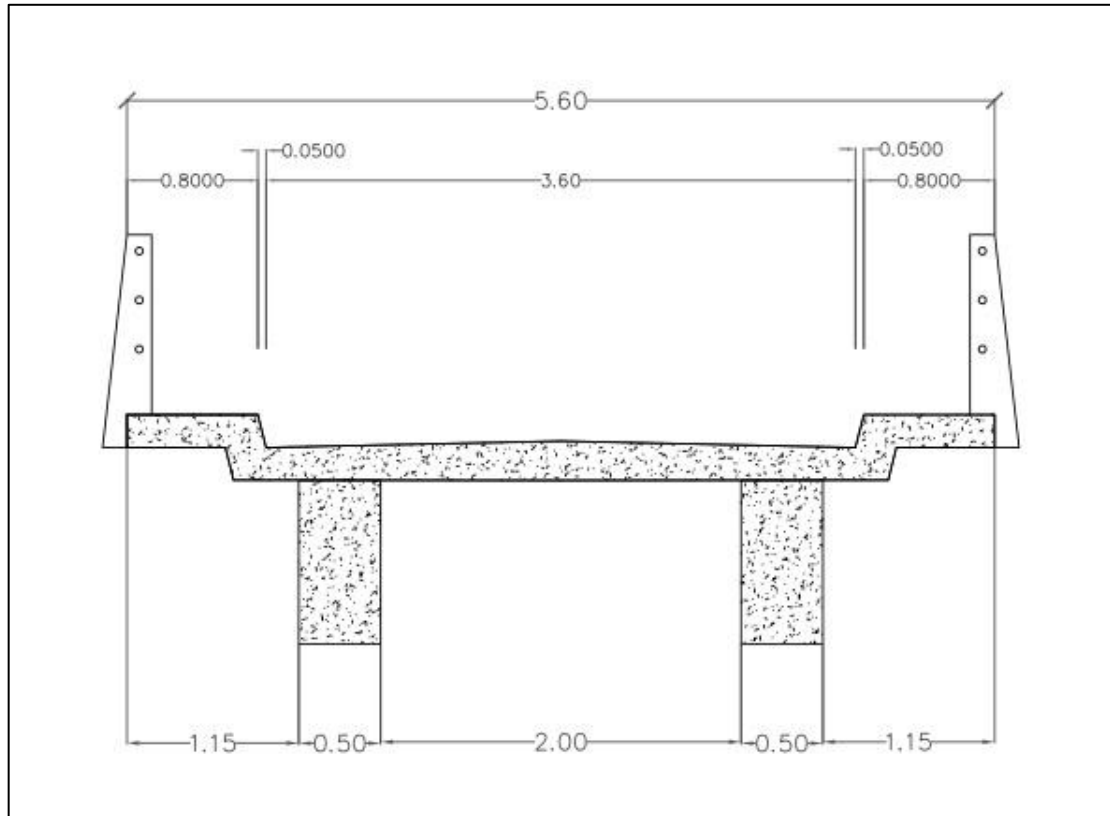
Para la subestructura se deben tomar en cuenta:

- Debe evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes al punto de estudio, para evitar futuras socavaciones.
- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad establecida por el estudio de suelos

Parámetros de diseño:

- Luz libre: 15 m
- Ancho útil: 3,60 m
- Ancho total: 5,30 m
- Estimado de 2 vigas. (A chequear)
- Resistencia de concreto: 281 kg/cm²
- Resistencia de concreto para barandas: 210 kg/cm²
- Resistencia del acero: 2 810 kg/cm²
- Resistencia del acero para superestructura: 4 210 kg/cm²
- Módulo de elasticidad del acero: 21 000 000 kg/cm²
- Peso del concreto armado: 2 400 kg/cm³
- Peso del concreto ciclópeo: 2 500 kg/cm³
- Valor soporte del suelo: 17.64 ton/m²
- Tipo de sobrecarga: HL-93 (HS.20)

Figura 7. Dimensiones del puente (perfil)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

3.2. Dispositivos básicos de protección

3.2.1. Barreras de concreto

Su propósito principal contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura, por lo que deben estructural y geométricamente resistir al choque. Brindan además, seguridad al tráfico peatonal, ciclista y bienes situados en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura. Deben ubicarse como mínimo a 0,60 m del borde de una vía y

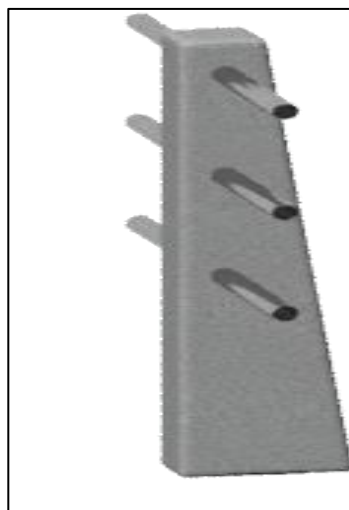
como máximo a 1,20 m. En puentes de dos vías de tráfico puede disponerse de una barrera como elemento separador entre las vías.

3.2.2. Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases o puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1,10 m, en ciclo vías será no menor que 1,40 m.

Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo, su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. para velocidades mayores a iguales a 80 km/h, para proteger a los peatones es preferible utilizar barrera.

Figura 8. Baranda



Fuente: elaboración propia, empleando programa SketchUp 2008.

3.2.3. Dispositivos básicos de transición y contención

De acuerdo a la consideración de los tipos de apoyos que tendrá el puente, se deberán disponer los elementos que constituyan la transición con la vía o carretera, los cuales son principalmente:

- Losas de transición
- Estribos
- Cortinas
- Alas

3.3. Descripción del proyecto

Consiste en el diseño de un puente vehicular de un solo carril, con ancho de vía de 3,60 m, una luz libre de 15 m, losa de concreto armado, apoyada sobre dos vigas de concreto armado, apoyos elastoméricos, estribos de concreto ciclópeo y diseñado para una carga viva de un camión tipo HL-93.

3.4. Estudios preliminares

3.4.1. Estudio topográfico

Constituye uno de los elementos básicos para la realización del diseño, por lo cual se buscó tener una representación gráfica de la realidad lo más exacto posible. Fue realizado un levantamiento de primer orden, con la utilización del equipo siguiente:

- Estación total Leica TS-02
- GPS geodésico Garmin G4

- Prisma
- Cinta métrica de 50 m
- Estacas de madera de pino, pintura roja y clavos.

3.4.2. Altimetría

La altimetría se realizó conjuntamente con la planimetría, para que de esta forma obtener la altura de todos los puntos visados, en el área de interés. Las coordenadas reales se obtuvieron por medio de un GPS geodésico, las cuales fueron tomadas en la primera estación.

3.4.3. Planimetría

Define la proyección horizontal de los detalles del terreno, para lo cual se procedió a tomar las coordenadas de una red puntos aguas abajo y aguas arriba del punto de interés.(ver en anexos planos topográficos)

3.4.4. Evaluación de la calidad del suelo

Dependiendo de la calidad del suelo se seleccionará el tipo de cimentación o subestructura del puente. Para determinar el valor soporte del suelo se utilizó el ensayo triaxial.

- Ensayo de compresión triaxial

El ensayo se realizó conjuntamente con personal del Laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería. Consistió en la toma de una probeta de 2,5”*5,0” a una profundidad de 1,50 m.

Para encontrar el valor soporte del suelo se tomarán los datos del ensayo y se supuso lo siguiente:

Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado

Ángulo de fricción interna: $19,20^\circ$

Cohesión: $0,11 \text{ Ton/m}^2$

Descripción del suelo: arena limosa color café oscura

Dimensión de la probeta: $2,5'' \times 5,0''$

- Datos para el valor soporte

Base = 1m

Peso específico= $1,21 \text{ T/m}^3$

Ángulo de fricción interna= $19,20^\circ$

Cohesión = $0,11 \text{ T/m}^2$

Desplante = 1,5m (a esta profundidad fue extraída la probeta analizada)

Factor de seguridad= 1

- Cálculo de factores de flujo de carga

Factor de flujo (N_q)=7,1 (dato de la tabla V)

Factor de carga (N_c)= 16,99 (dato de la tabla V)

Factor de flujo (N_γ)= 4,8 (dato de la tabla V)

Tabla XI. Factores de capacidad de carga de Karl von Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Según Kuimbhojkar (1993)

Fuente: Teoría de la Capacidad de Carga de Terzagui. <http://ingenieriaciviltips.blogspot.com/2011/05/teoria-de-la-capacidad-de-carga-de.html>. Consulta: 7 de noviembre de 2014.

- Cálculo de la capacidad de carga última

$$q_u = 1,3 C_u \cdot N_c + 0,4 Y \cdot B \cdot N_y + D_f \cdot Y \cdot N_q$$

$$q_u = 1,3(0,11)(16,99) + 0,4(1,21)(1)(4,8) + (1,5)(1,21)(7,1)$$

$$q_u = 17,64 \text{ Ton/m}^2$$

- Valor soporte del suelo

Usaremos el $F_s = 1$ para trabajar con el dato real obtenido de los resultados del ensayo de triaxial.

$$V_s = \frac{q_u}{F_s} = \frac{17,64 \text{ ton/m}^2}{1} = 17,64 \text{ ton / m}^2$$

3.4.5. Estudio hidrológico e hidráulico

3.4.5.1. Análisis hidrológico

Se requiere de un estudio apropiado para estimar las crecidas máximas que pueden ocurrir. Ya que de esa manera, se puede evaluar el dimensionamiento, la tipología del puente y las medidas necesarias de protección para la infraestructura en el cauce del río.

3.4.6. Cálculo del caudal

Para determinar el caudal se utilizará el método racional, y se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{CiA}{3,60}$$

Donde:

Q = caudal en m^3/s

C = coeficiente de escorrentía (0,10 para terrenos montañosos)

i = intensidad de lluvia en mm/hora

A = área tributaria de la cuenca en km^2

- Área tributaria

Para determinar el área tributaria se utilizó Google earth y posterior a eso se utilizó el programa de AutoCAD para determinar el área que da un total de 8,09 km²

- Intensidad de lluvia

Se considerara un valor de 130 mm/hora debido a la intensidad con la que llueve en el municipio (según las estadísticas del Insivumeh, la intensidad máxima registrada oscila entre 90 y 150 mm/hora).

Donde

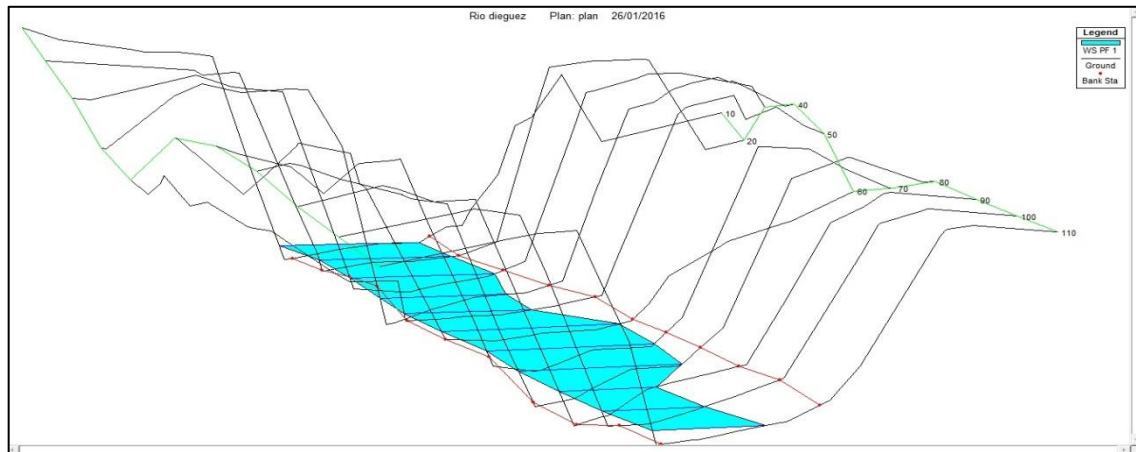
$$Q = \frac{0,10 \times 130 \times 8,09}{3,60} = 29,21 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

3.4.6.1. Análisis hidráulico por HEC-RAS

Se realizará una simulación del área inundable en el programa HEC-RAS, el cual es un modelo desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. Este método es el recomendado por las Normas Para el Diseño y Construcción de Puentes de Guatemala. Los pasos para realizar el estudio por medio de HEC-RAS son:

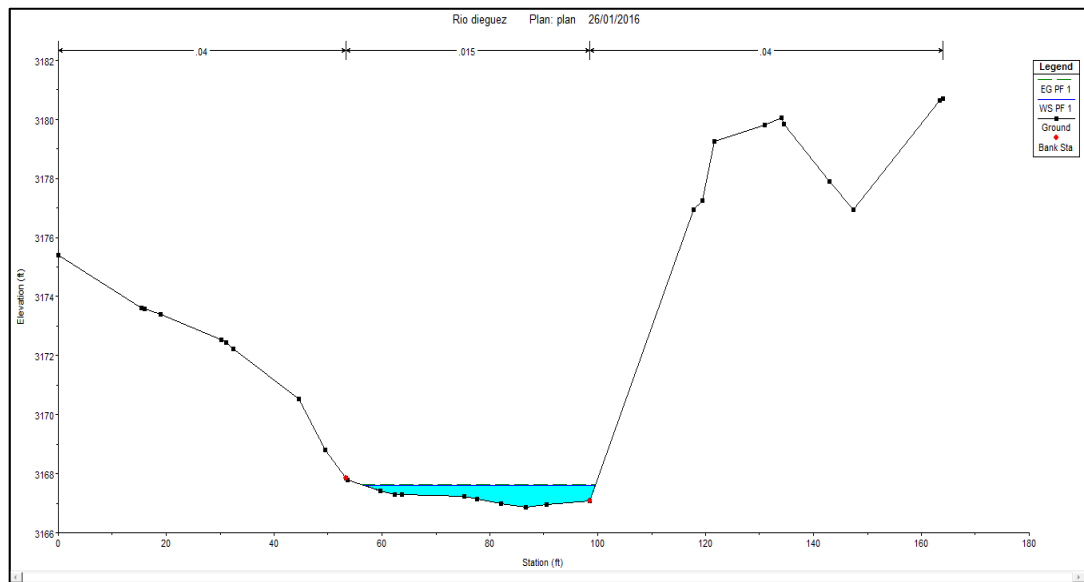
- Introducir las secciones transversales obtenidas del estudio topográfico
- Introducir el periodo de retorno y la pendiente del terreno
- Solicitar al programa realizar la evaluación
- Analizar los resultados de crecida máxima

Figura 9. **Modelo de crecida máxima**



Fuente: elaboración propia, empleando HEC-RAS 4.1.0.

Figura 10. **Modelo de crecida máxima en sección de puente**



Fuente: elaboración propia, empleando HEC-RAS 4.1.0.

Tabla XII. **Resultados y crecida máxima de la sección**

E.G. Elev (m)	Select reach 7.80	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.21	Wt. n-Val.		0.015	0.040
W.S. Elev (m)	3167.58	Reach Len. (m)	33.04	32.81	32.81
Crit W.S. (m)	3167.58	Flow Area (m ²)		14.05	0.41
E.G. Slope (m/m)	0.003086	Area (m ²)		14.05	0.41
Q Total (m ³ /s)	29.21	Flow (m ³ /s)		28.93	0.28
Top Width (m)	34.78	Top Width (m)		33.90	0.88
Vel Total (m/s)	2.02	Avg. Vel. (m/s)		2.06	0.68
Max Chl Dpth (m)	0.63	Hydr. Depth (m)		0.41	0.46
Conv. Total (m ³ /s)	525.8	Conv. (m ³ /s)		520.9	5.0
Length Wtd. (m)	32.81	Wetted Per. (m)		33.91	1.20
Min Ch El (m)	3166.95	Shear (N/m ²)		12.54	10.31
Alpha	1.03	Stream Power (N/m s)	7853.99	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m ³)	0.00	2.70	0.06
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m ²)	0.04	4.49	0.10
Errors, Warnings and Notes					

Fuente: elaboración propia, empleando HEC-RAS 4.1.0.

- **Análisis de resultados**

Con un caudal máximo de 29,21 m³/seg la elevación del cauce aumenta de 3 166,95 m a 3 167,58 m, haciendo una diferencia de elevación de 0,63 m, por lo que la superestructura del puente debe de estar a una elevación mínima de 3 169,58 m, dejando así una distancia de 2,00 m entre la crecida máxima y la superestructura del puente.

3.4.7. Estudio geológico y geotécnico

Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando su distribución y sus características geotécnicas correspondientes.

3.4.8. Definición de estudio de impacto ambiental

El concepto de estudios de impacto ambiental es aquel que se usa para hacer referencia a todos aquellos informes, estudios, investigaciones y pruebas que se realicen en determinado ambiente ante los resultados que una transformación en el medio ambiente puede generar. Los estudios de impacto ambiental se consideran necesarios a la hora de establecer si aquellas transformaciones programadas que tengan lugar en el medio ambiente terminarán generando mayores perjuicios que beneficios. En algunos casos, los estudios de impacto ambiental pueden hacerse cuando la transformación ya ha sido realizada a partir de la existencia de denuncias o quejas sobre el daño que tal transformación está generando. En este caso, se busca analizar si ese daño es real y es profundo para el ambiente en donde toma lugar.

3.4.9. Definición de estudio de trazo y diseño vial de los accesos

Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente, para esto, se debe realizar algunos estudios como:

- Diseño geométrico
- Trabajos topográficos
- Diseño de pavimentos
- Diseño de señalización

3.4.10. Definición de estudio de alternativas a nivel de anteproyecto

El objetivo es preparar anteproyectos en base a las condiciones naturales de la zona de emplazamiento del puente (estudios de ingeniería básica) y a las diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnico - económica elegir la o las soluciones más convenientes.

Este estudio deberá ser documentado mediante un informe que contendrá como mínimo, lo siguiente:

- Descripción y análisis de cada alternativa
- Planos de planta, elevación cortes principales y plano de ubicación para cada alternativa.
- Conclusiones y recomendaciones.

3.5. Diseño de la superestructura

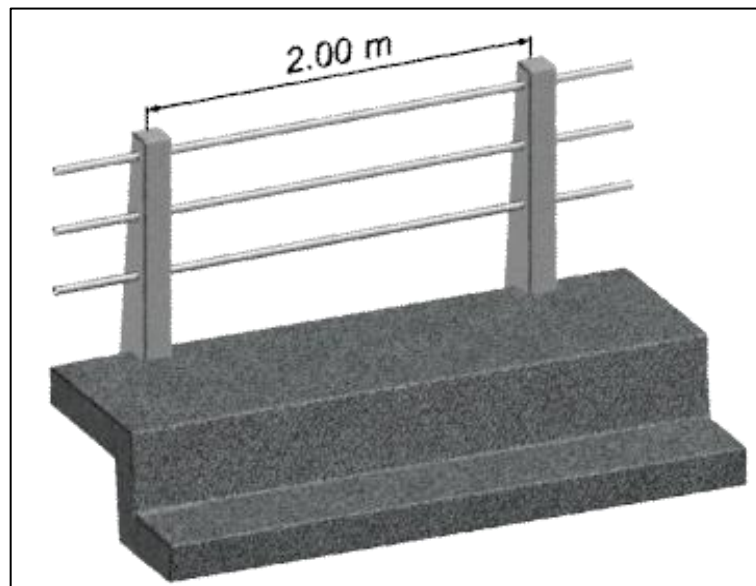
La superestructura está compuesta de elementos como: vigas, diafragmas, losas, barandas y banquetas, se realiza la circulación de los vehículos y de los peatones.

3.5.1. Diseño del barandal

Se diseñará como baranda peatonal según las especificaciones de AASHTO LRFD 2010, artículo 13,8, se asume que no existirá ningún tipo de impacto vehicular, ya que se trata de un camino rural y las velocidades de los vehículos son del orden de 30 – 40 km/h.

Como elementos longitudinales, se contará con tres tubos estructurales de 1,5" de diámetro, conectados a postes de concreto armado, los cuales estarán separados 2 m según AASHTO LRFD 2010, artículo 13.8.

Figura 11. **Esquema de baranda**



Fuente: elaboración propia, empleando SketchUp 2008.

Según el artículo antes mencionado, los elementos longitudinales deben diseñarse para una carga concentrada de 890 N en cualquier punto y una carga distribuida de 0,73 N/mm vertical y horizontalmente.

Se evaluará la condición crítica de la siguiente forma:

$$M = \frac{P \times L}{8} + \frac{W \times L^2}{10}$$

Donde:

M = momento actuante

P = carga concentrada = 890 N = 91 kg

L = longitud del tubo = 2 m

W = carga distribuida = 0,73 N/mm = 75 kg/m

Sustituyendo datos:

$$M = \frac{91 \times 2}{8} + \frac{75 \times 2^2}{10} = 52,75 \text{ kg. m}$$

Evaluando la resistencia del tubo propuesto:

$$Mr = \frac{2 \times I \times F}{\emptyset}$$

Donde:

Mr = momento resistente

I = inercia = 0,31 plg⁴

F = fluencia del tubo = 20 000 psi

\emptyset = diámetro externo = 1,89 pulgadas

$$Mr = \frac{2 \times 0,31 \times 20\,000}{1,89} = 6\,561 \text{ lb. plg} = 76 \text{ kg. m}$$

Mr > M

76 kg.m > 52,75 kg.m (cumple)

Para los postes de las barandas, la AASHTO LRFD solicita evaluar con una carga concentrada transversal, situada en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior, siempre que el poste sea menor a 1,50 m. La altura mínima es de 1,060 m, se asumirá una altura libre de 1,10 m a partir de la acera. La carga se obtiene de la siguiente ecuación:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 L$$

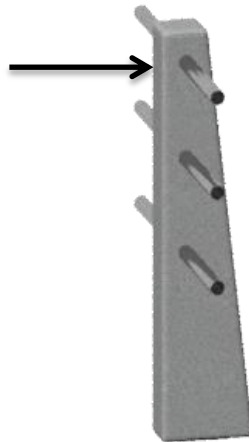
Donde:

P_{LL} = valor de la carga concentrada en N

L = separación entre postes en mm

$$P_{LL} = 890 + 0,73 \times 2\,000 = 2\,350 \text{ N} = 240 \text{ kg}$$

Figura 12. **Esquema de poste de barandal**



Fuente: elaboración propia, empleando SketchUp 2008.

Evaluando la condición crítica:

$$M = P \times L$$

Donde:

M = momento de diseño

P = carga concentrada = 240 kg

P1 = carga concentrada para el diseño de los tubos = 150 kg (esta es la carga ultima que resiste un tubo de 1,5" de diámetro, según especificaciones técnicas del material)

L = distancia desde el rostro de la acera al centro del tubo superior = 1 m

L1 = distancia desde el rostro de la acera al centro del tubo

$$M = (240 * 1) + (150 * 1) + (150 * 0,7) + (150 * 0,4) = 555 \text{ kg. m}$$

Datos de la sección crítica (al rostro de la acera):

Base (b) = 15 cm

Ancho (h) = 28 cm

Recubrimiento (t) = 3 cm

Peralte (d) = 25 cm

Cálculo de acero mínimo según AC1-318-08 en su sección 10,5:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

Pero no menor a

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} (b * d)$$

Entonces:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 * \sqrt{210}}{2810} * 15 * 25 = 0,48 \text{ cm}^2$$

$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2810} \times 15 \times 25 = 1,88 \text{ cm}^2$ (Debido a especificaciones ACI – 318-08 usamos este último)

Acero máximo:

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \phi \times f'_c \times 6,090}{f_y \times (6,090 + f_y)} = \frac{0,85 \times 0,90 \times 210 \times 6,090}{2,860 \times (6,090 + 2,860)} = 0,039$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 \times \rho_b \times b \times d = 0,5 \times 0,039 \times 15 \times 25 = 7,31 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida:

$$A_s = \frac{0,85 f'_c * b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 \phi * f'_c * b d^2}} \right)$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2

b = ancho unitario en cm

d = peralte efectivo en cm

M = momento en kg-cm

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto en kg/cm^2

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo den kg/cm^2

$$A_s = \frac{0,85 * 210 * 15 * 25}{2\ 810} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 55\ 500}{0,85 * 0,9 * 210 * 15 * 25^2}} \right) = 0,89 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a corte:

La fuerza de corte máxima que actúa sobre el poste será la suma de todas las fuerzas transversales.

$$V_{\text{actuante}} = 240 + 150 + 150 + 150 = 690 \text{ Kg}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_{\text{resistente}} = 0,53 \phi \sqrt{f'_c} * b d = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 15 * 25 = 2\ 449 \text{ Kg}$$

El cortante que resiste el concreto es mayor al cortante actuante, por lo cual se colocará el mínimo refuerzo a corte aceptable.

El poste tendrá un refuerzo de 4 varillas número 3 longitudinalmente y estribos número 2 a cada 15 cm, ver plano para detalles.

Peso puntual de la baranda en un tramo de un metro:

$$P = P_{\text{poste}} + P_{\text{tubo}} = 105,48 + \left(3 \times 4 \frac{\text{kg}}{\text{ml}} \right) = 117,48 \text{ kg}$$

3.5.2. Diseño de la losa

La losa del puente se diseñará de acuerdo con las Normas AASHTO 2010, la losa trabaja en un sentido y por lo tanto, el refuerzo principal es

perpendicular al tráfico. Estará apoyada en dos vigas separadas con una luz libre (S) de 2 metros.

Se utilizará el método de franja equivalente, el cual consiste en:

- Se asume un ancho de franja que soporta la carga de los ejes
- La franja es soportada por apoyos rígidos en el centro de las vigas
- El ancho de la franja está determinado por AASHTO LRFD
- El camión es movido lateralmente para encontrar los efectos máximos
- Los momentos calculados son divididos dentro del ancho de franja
- Se considera factor de presencia múltiple de carga viva e impacto

3.5.2.1 Espesor de la losa

Para tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales el espesor mínimo es 18 centímetros AASHTO (Art. 9.7.1.1). Para corroborar esto se usará la tabla 8.9.2 de AASHTO: espesor de losa, define que para losas continuas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el espesor de la misma se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$t = \frac{I+3.05}{30} \geq 18 \text{ cm}$$

Donde:

I = luz libre entre vigas

$$t = \frac{2 + 3.05}{30} = 16 \text{ cm}$$

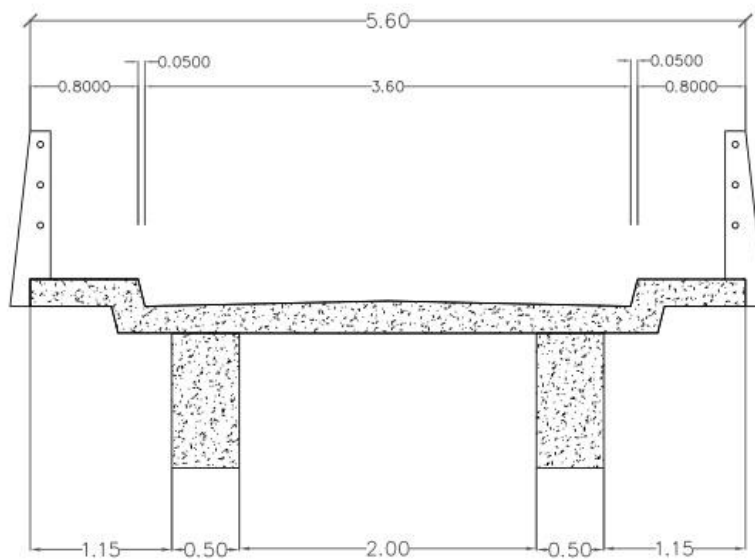
Como no cumple con lo establecido se usará el mínimo de 18 cm y como la losa no tendrá carpeta de rodadura, se considerará un espesor de 20 centímetros por efectos de desgaste.

3.5.3. Momento debido a carga muerta

El artículo AASHTO LRFD 4.6.2.1.6 establece que el cálculo de momentos negativos en estructuras monolíticas de concreto se puede tomar la sección de diseño en la cara del apoyo.

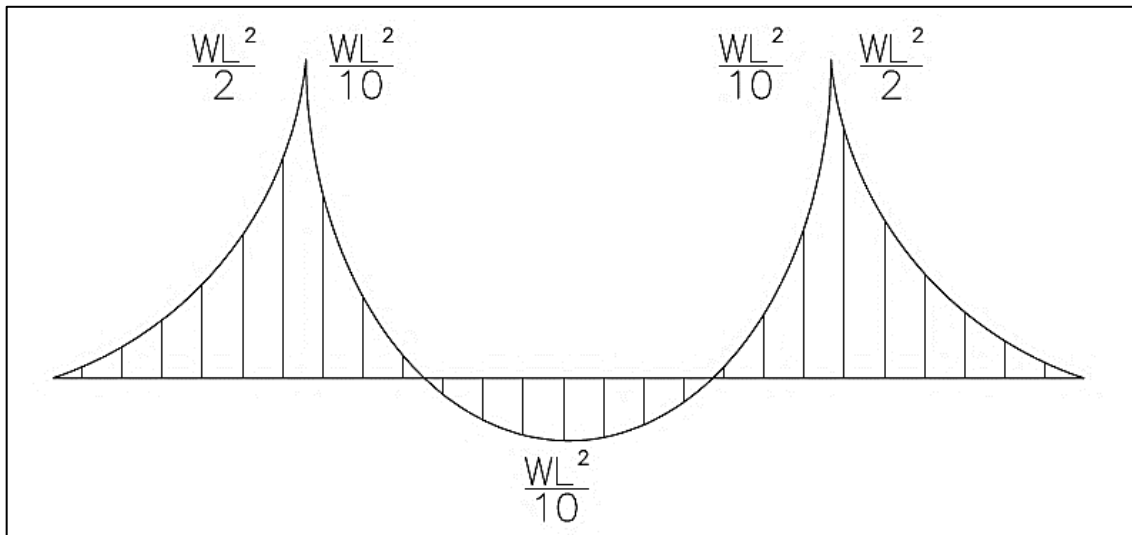
$$W = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Figura 13. Sección transversal del puente



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Figura 14. **Esquema para calcular diagrama de momentos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Momento para voladizo:

Se usará únicamente el $W = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ ya que la baqueta, carpeta de rodadura y la losa están fundidos monolíticamente.

$$M = \frac{480 \times 1,15^2}{2} = 317,4 \text{ kg. m}$$

Momento para tramo interno:

$$M = \frac{480 \times 2^2}{10} = 192 \text{ kg. m}$$

Momento de carga puntual de baranda en voladizo:

$$M = P \times L = 117,48 \times 1,07 = 125,70 \text{ kg. m}$$

3.5.4. Momento producido por carga viva

Es el momento producido por el camión de diseño, para encontrar el ancho de franja equivalente, se procede según la tabla siguiente:

Tabla XIII. Franja equivalente

Type of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (in.)
Concrete:		
<ul style="list-style-type: none"> Cast-in-place Cast-in-place with stay-in-place concrete formwork Precast, post-tensioned 	Overhang	$45.0 + 10.0X$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
Steel:		
<ul style="list-style-type: none"> Open grid Filled or partially filled grid Unfilled, composite grids 	Main Bars	$1.25P + 4.0S_b$
	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies
	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies
Wood:		
<ul style="list-style-type: none"> Prefabricated glulam <ul style="list-style-type: none"> Noninterconnected Interconnected 	Parallel	$2.0h + 30.0$
	Perpendicular	$2.0h + 40.0$
<ul style="list-style-type: none"> Stress-laminated 	Parallel	$90.0 + 0.84L$
	Perpendicular	$4.0h + 30.0$
<ul style="list-style-type: none"> Spike-laminated <ul style="list-style-type: none"> Continuous decks or interconnected panels Noninterconnected panels 	Parallel	$0.8S + 108.0$
	Perpendicular	$10.0S + 24.0$
	Parallel	$2.0h + 30.0$
	Perpendicular	$4.0h + 40.0$
	Parallel	$2.0h + 30.0$
	Perpendicular	$2.0h + 40.0$

Fuente: Tabla 4.6.2.1.3-1 AASHTO LRFD 2010. p. 4-24.

Donde:

X = distancia entre carga a punto de apoyo en mm

S = espacio entre componentes de soporte en mm

Para voladizo:

$$1\,140 + 0,833X = 1\,140 + 0,833 \times 700 = 1\,723,1 = 1,72\text{ m}$$

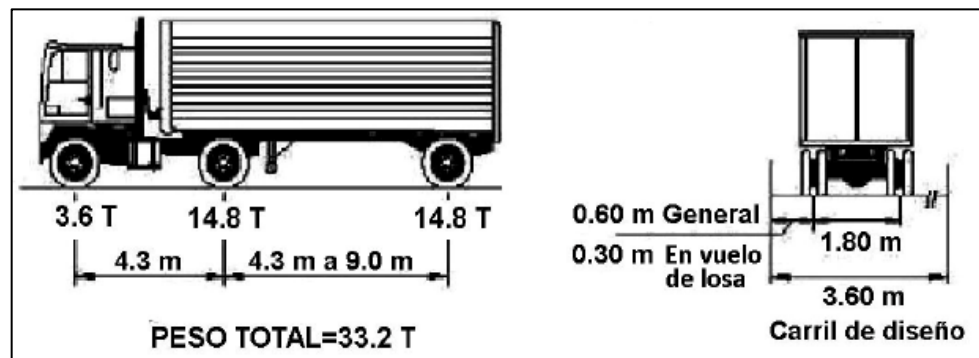
Para momento positivo:

$$660 + 0,55S = 660 + 0,55 \times 2\,500 = 2\,035 = 2,035\text{ m}$$

Para momento negativo:

$$1220 + 0,25S = 1220 + 0,25 \times 2\,500 = 1\,845 = 1,845\text{ m}$$

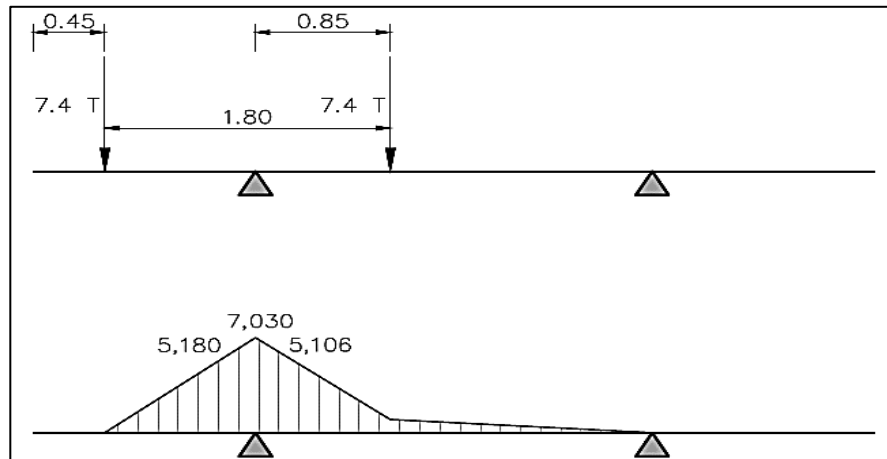
Figura 15. **Camión de diseño**



Fuente: AASHTO LRFD 2010.

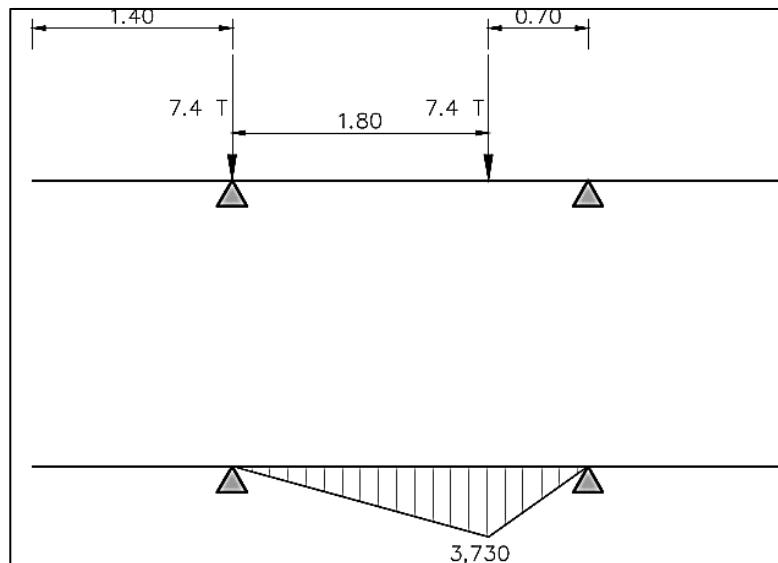
Para encontrar los efectos máximos, se procederá a evaluar cuatro diferentes posiciones críticas del camión de diseño con el programa SAP 2000 y elaborar la gráficas de momentos. Las cargas puntuales serán de 7,4 toneladas con una separación de 1,80 metros.

Figura 16. **Caso 1**



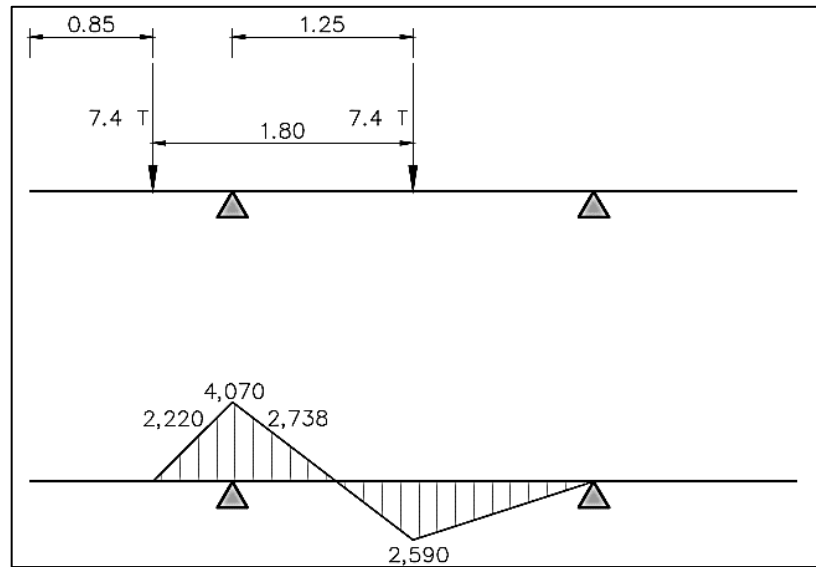
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Figura 17. **Caso 2**



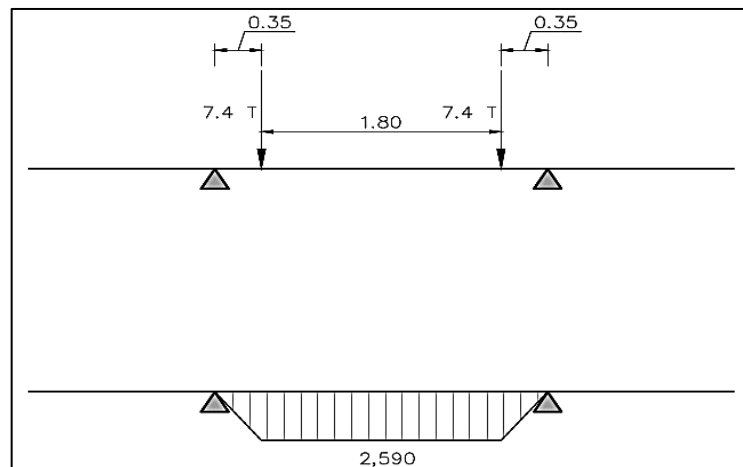
Fuente: elaboración propia, uempleando AutoCAD 2012.

Figura 18. **Caso 3**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Figura 19. **Caso 4**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

El caso 1 es el que da los valores para momento negativo más alto, este es el caso en que la llanta del camión esta sobre la banqueta. Debido a que es una vía de poca velocidad, se asumirá que la llanta del camión no estará sobre la banqueta peatonal.

Tomando los valores máximos a rostro de la viga para el tramo interno y voladizo, dividiéndolo entre la franja equivalente y multiplicándolo por el factor de presencia múltiple se tiene:

Tabla XIV. **Factor de presencia múltiple**

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: AASHTO LRFD 2010.

Para voladizo:

$$\frac{2\,220}{1,72} \times 1,2 = 1\,850 \text{ kg. m}$$

Para momento positivo: losa interna

$$\frac{3\,730}{2,035} \times 1,2 = 2\,200 \text{ kg. m}$$

Para momento negativo: losa interna

$$\frac{2\,738}{1,845} \times 1,2 = 1\,484 \text{ kg.m}$$

3.5.5. Momento producido por carga dinámica

El incremento por carga dinámica será de un 33 % del momento por carga viva, como se especifica en el inciso 3.6.2 de AASHTO LRFD 2010.

3.5.6. Momento de diseño

Se empleará la combinación por estado límite de resistencia 1, los siguientes factores serán aplicados según el capítulo 1 de AASHTO LRFD 2010.

$$n = n_D n_R n_1 = 1$$

$$M_u = n\{1,25M_{DC} + 1,5M_{DW} + 1,75M_{LL+IM}\}$$

Donde:

n = modificador de carga

M_u = momento de diseño

M_{DC} = momento por carga muerta

M_{DW} = momento por carpeta asfáltica (en este caso no hay)

M_{LL+IM} = momento por carga viva y carga dinámica

Momento para voladizo:

$$M_u = 1\{1,25 \times (317,40 + 114,64) + 1,75 \times 1\,850\} = 3\,698 \text{ kg. m}$$

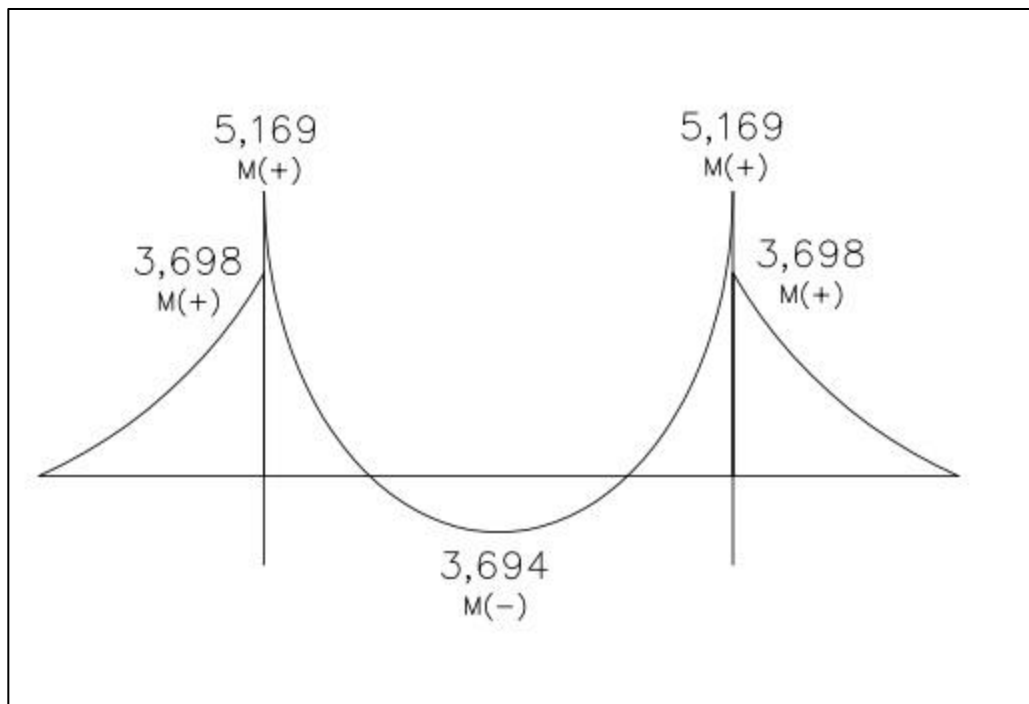
Momento positivo: losa interior

$$M_{u+} = 1\{1,25 \times 192 + 1,75 \times 1,33 \times 2\,200\} = 5\,169 \text{ kg. m}$$

Momento negativo: losa interior

$$M_{u-} = 1\{1,25 \times 192 + 1,75 \times 1,33 \times 1\,484\} = 3\,694 \text{ kg. m}$$

Figura 20. **Gráfica diagrama de momentos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

3.5.7. Cálculo del acero de refuerzo

- Acero negativo (perpendicular al tráfico)

$$d = \text{peralte} - \text{recubrimiento} - \Phi/2 = 20 - 5 - 1,27/2 = 14,37 \text{ cm}$$

$$M_u \text{ (en kg*cm)} = 369\,800 \text{ kg*cm}$$

$$A_s = \frac{0,85f'_c * b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi * f'_c * b d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * 280 * 100 * 14,37}{4\,200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 369\,800}{0,85 * 0,90 * 280 * 100 * 14,37^2}} \right)$$

$$A_s = 7,12 \text{ cm}^2$$

Para 1 m de ancho acero número 4 grado 60 @ 18 cm

Usando ref. Núm. 4 (1,29 cm²)

$$\text{Usando varilla} = \frac{7,12}{1,29} = 5,51 \text{ varilla}$$

Usar 6 varillas

$$S = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$S = \frac{100}{5,5} = 18 \text{ cm}$$

Acero mínimo:

La cantidad de acero mínimo según AASHTO LRFD 2010 5.7.3.3.2 debe ser capaz de resistir el menor valor de:

- $1,2M_{cr} = 1,2(f_r S) = 0,402\sqrt{f'_c} * b h^2 = 0,402\sqrt{280} * 100 * 20^2 = 2\,691 \text{ kg.m}$

- $1,33M_u = 3\,694 \times 1,5 = 5\,547 \text{ kg. m}$
 $3,694 > 2,691$
 $M_u > 1,2M_{cr} \text{ (cumple)}$

Acero máximo:

Según AASHTO LRFD 2010 5.7.3.3.2 la sección debe cumplir con:

$$\frac{c}{d} \leq 0,42 = \frac{\frac{a}{\beta}}{\frac{d}{\beta}} = \frac{\frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}}{\frac{\beta}{d}} = \frac{\frac{7,12 \times 4\,200}{0,85 \times 280 \times 100}}{\frac{0,85}{14,37}} = 0,23 \leq 0,42$$

- Acero positivo (perpendicular al tráfico)

Se calcula igual que el inciso anterior, únicamente se modifica el recubrimiento a 2,5 cm, entonces:

$$A_s = 8,48 \text{ cm}^2$$

Para 1 m de ancho

Acero número 4 grado 60 @ 15 cm

Usando ref. Núm. 4 (1,29 cm²)

Usando cantidad de varilla $\frac{7,12}{1,29} = 5,51$ varilla

Usar 6 varillas

$$S = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$S = \frac{100}{5,5} = 18 \text{ cm}$$

Acero mínimo:

La cantidad de acero mínimo según AASHTO LRFD 2010 5.7.3.3.2 debe ser capaz de resistir el menor valor de:

- $1,2M_{cr} = 2\,691 \text{ kg. m}$
- $1,33M_u = 6\,875 \text{ kg. m}$

$$5,169 > 2,691$$

$$M_u > 1,2M_{cr}(\text{cumple})$$

Acero máximo:

Según AASHTO LRFD 2010 5.7.3.3.2 la sección debe cumplir con:

$$\frac{c}{d} \leq 0,42 = \frac{\frac{a}{\beta}}{d} = \frac{\frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}}{d} = \frac{\frac{8,48 \times 4\,200}{0,85 \times 280 \times 100}}{16,87} = 0,104 \leq 0,42$$

$$0,104 \leq 0,42 (\text{cumple})$$

- Acero por temperatura

$$A_{s_{tem}} = 0,0018 \times b \times d = 0,0018 \times 100 \times 20 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Acero número 3 g 60 @ 20 cm

- Acero de distribución

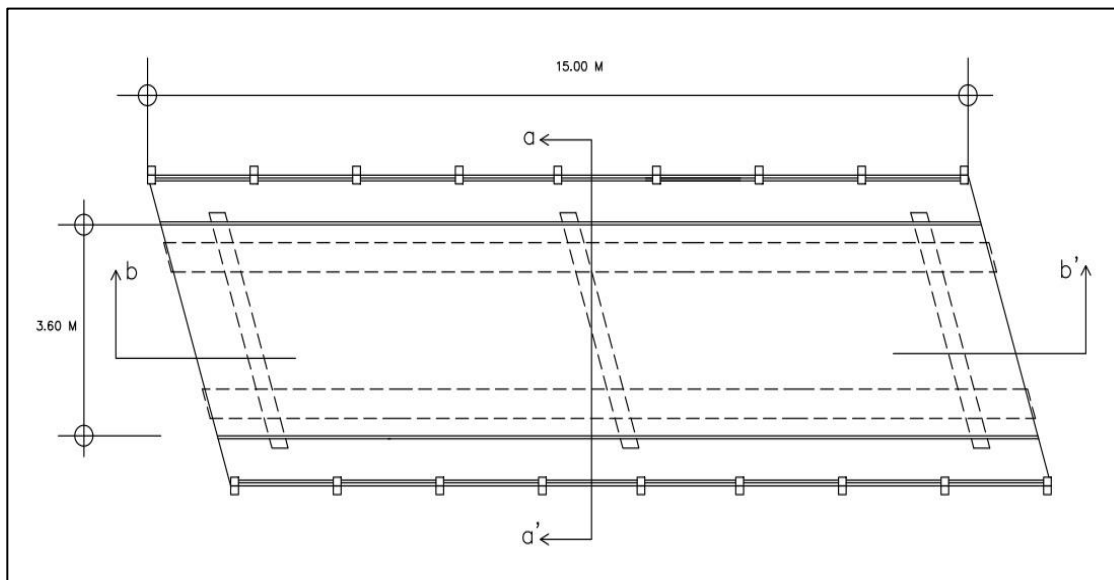
En la parte inferior de las losas se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a:

$$\% = \frac{3\,840}{\sqrt{S}} \leq 67\% = \frac{3\,840}{\sqrt{2\,000}} \leq 67\% = 85,87\% > 67\% \therefore 67\%$$

$$8,48\text{cm}^2 \times 67\% = 5,68\text{cm}^2$$

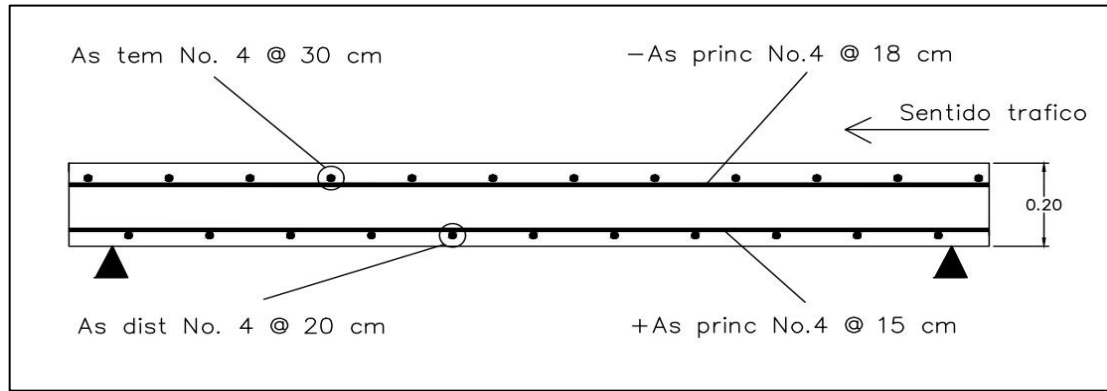
Acero número 4 grado 60 @ 20 cm

Figura 21. **Planta de losa**



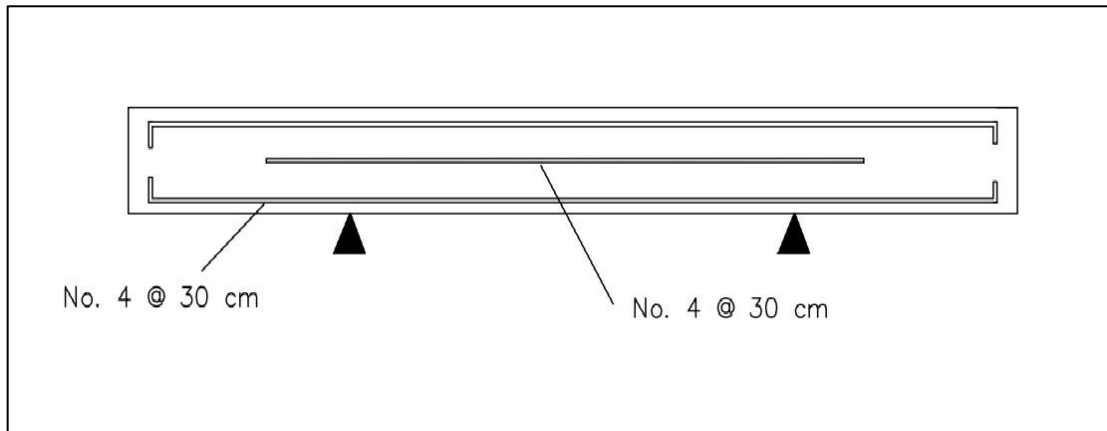
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Figura 22. **Armado de losa (corte longitudinal b-b')**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Figura 23. **Armado de losa (corte transversal a-a')**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

- Acero por esviaje

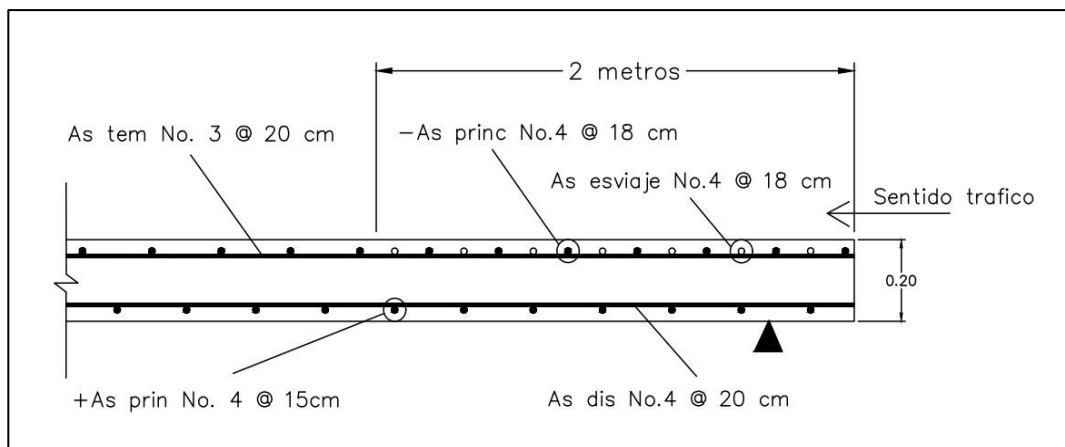
El código AASHTO LRFD 2010 en el artículo 9.7.2.5, indica que, si el esviaje de la losa es mayor a 25°, se deberá duplicar el área de refuerzo calculado en los extremos de la losa.

El refuerzo por esviaje se aplicará en una longitud igual al largo efectivo de la losa. El largo efectivo de la losa se determina según AASHTO LRFD 2010 artículo 9.7.2.3, el cual indica que, para losas fundidas monolíticamente con las vigas, esta longitud es igual a la distancia entre los rostros de las vigas, que en este caso en particular es de 2 m.

Debido a que el ángulo de esviaje es menor a 25° (17°) el puente en teoría no necesita refuerzo adicional por esviaje, pero por recomendación del asesor de la unidad de EPS de la Facultad de Ingeniería, quien ha podido observar grietas en puentes con similar geometría, se incluirá refuerzo por esviaje.

El refuerzo consiste en varillas de acero número 4 de grado 60 @ 18 cm intercalados con el acero principal por momento negativo perpendicular al tráfico. Se reforzarán únicamente los primeros dos metros en cada extremo de la losa.

Figura 24. **Armado de losa por esviaje (corte longitudinal b-b')**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

3.5.8. Diseño de vigas

Las características de las vigas dependen principalmente de la luz a cubrir y la carga a soportar. Tienen la función de soportar toda la carga de la superestructura y dar estabilidad a la misma. Las vigas se analizarán como vigas T, estarán fundidas monolíticamente con la losa.

En este caso se proponen dos vigas que cubren una luz de 15 metros con una separación a ejes de 2,50 m. se diseñarán conforme a la normativa AASHTO LRFD 2010.

3.5.9. Cálculo de altura de vigas

Según tabla 2.5.2.6.2-1 para tramos simples puede predimensionarse de la siguiente forma:

$$h = 0,07L = 0,07 \times 15 = 1,05 \text{ m}$$

Se asignará una altura de 1,20 metros incluyendo el espesor de la losa.

Para la dimensión de la base, puede tomarse una dimensión que esta entre el 40 y 50 % de la altura. Se tomará una base igual a 50 centímetros.

3.5.10. Momento por carga muerta

La carga muerta (DC) la constituirá el peso de la losa, las barandas y el peso de las vigas, el peso de los diafragmas se considerarán como cargas puntuales, en ambos extremos y en el centro. Debido a que hay dos vigas el ancho tributario será la mitad de la sección del puente para cada una.

Cargas distribuidas:

$$W_{\text{losa}} = 0,20 \times 2,65 \times 2\,400 = 1\,272 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 1,00 \times 0,50 \times 2\,400 = 1\,200 \text{ kg/m}$$

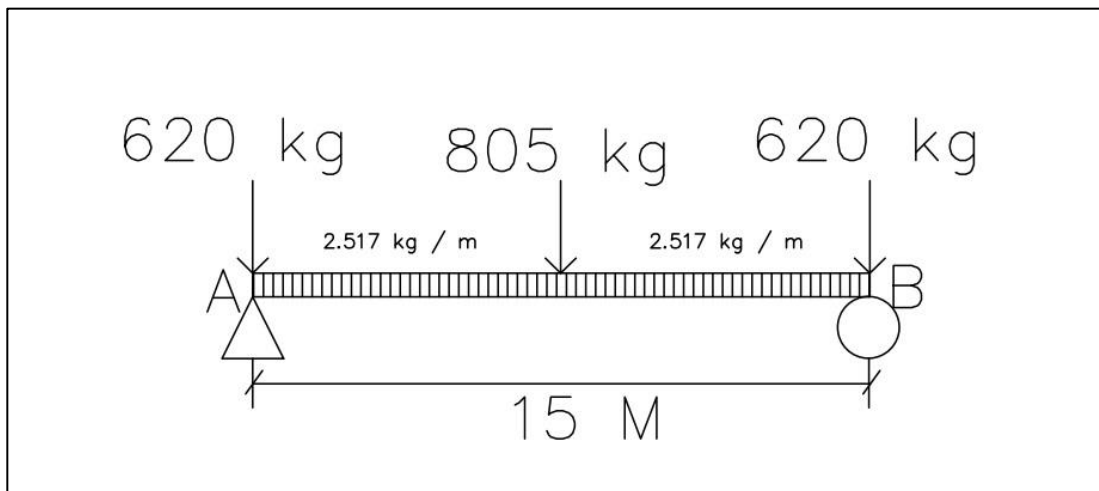
$$W_{\text{barrera}} = 117,48 / 2,65 = 45 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 2\,517 \text{ kg/m}$$

Cargas puntuales:

- $P_{\text{diagramaext}} = (2,65 - 0,5) \times 0,4 \times 0,3 \times 2\,400 = 620 \text{ kg}$
- $P_{\text{diafragaint}} = (2,65 - 0,5) \times 0,52 \times 0,3 \times 2\,400 = 805 \text{ kg}$

Figura 25. **Carga muerta en vigas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Momento por carga distribuida y carga puntual:

$$M_{DC} = \frac{Wl^2}{8} + \frac{PL}{4} = \frac{2\,517 \times 15^2}{8} + \frac{805 \times 15}{4} = 73\,809,37 \text{ kg.m}$$

3.5.11. Momento por carga viva

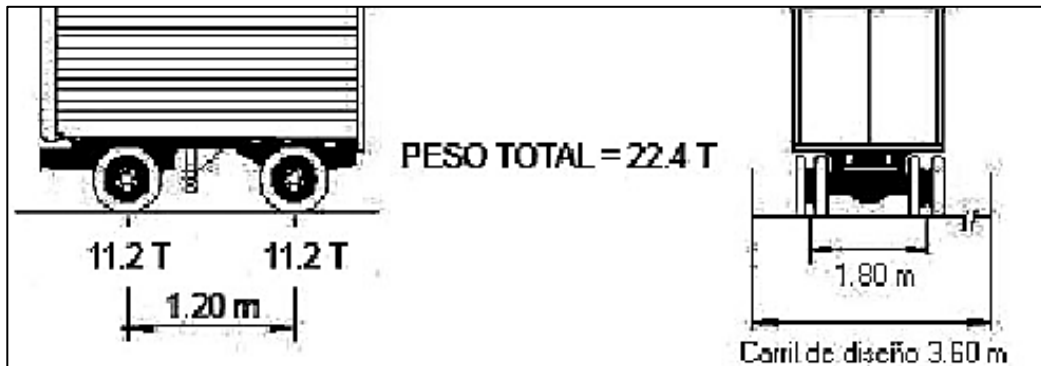
Se busca el momento máximo producido en el eje longitudinal del puente, para luego multiplicarlo por un factor g de distribución en cada viga. Este momento será modificado acorde a la combinación de estado límite de resistencia 1 y el factor de esviaje.

Acorde con el artículo 3.6.1.3 de AASHTO LRFD 2010, deben tomarse los efectos máximos producidos por:

- El efecto de la carga tándem combinada con el efecto de la carga de carril.
- El efecto de un camión de diseño, con la distancia entre eje variable, combinado con el efecto de la carga de carril.

El camión de diseño será el HL-93 (figura 16, página 85), el tándem de diseño y la carga de carril se describen a continuación:

Figura 26. **Tándem de diseño**



Fuente: RODRIGUEZ SERQUEN, Arturo. *Puentes*. p. II.

La carga de carril consiste en una carga de 9,3 N/mm distribuido uniformemente en un ancho de 3 m (10 ´).

Para el cálculo de momento y corte máximo se utilizará la siguiente tabla, la cual está basada en el teorema de Barre, el cual es utilizado para la determinación de los flectores máximos que se producen a vigas sometidas a cargas móviles.

Tabla XV. **Momento máximo por carga HI-93 con IM = 33 %**

MOMENTO (Tn-m)					REACCIÓN (Tn)				
LUZ	X (m)	CAMIÓN ó	S/C EQUIV	M(LL+IM)	LUZ	CAMIÓN	TANDEM	S/C EQUIV	V(LL+IM)
(m)	PLUNTO DE MOM. MAX.	(1)= TANDEM			(m)				
1	0.50	3.70	0.12	5.04	1	14.80	11.20	0.48	20.16
2	1.00	7.40	0.48	10.32	2	14.80	15.68	0.96	21.81
3	1.50	11.10	1.08	15.84	3	14.80	17.92	1.44	25.27
4	1.70	16.18 ⁽¹⁾	1.88	23.40	4	14.80	19.04	1.92	27.24
5	2.20	21.68 ⁽¹⁾	2.96	31.80	5	16.87	19.71	2.40	28.62
6	2.70	27.22 ⁽¹⁾	4.28	40.47	6	18.99	20.16	2.88	29.69
7	3.20	32.77 ⁽¹⁾	5.84	49.42	7	20.51	20.48	3.36	30.64
8	3.70	38.33 ⁽¹⁾	7.64	58.62	8	21.65	20.72	3.84	32.63
9	4.20	43.90 ⁽¹⁾	9.68	68.07	9	22.69	20.91	4.32	34.50
10	4.70	49.48 ⁽¹⁾	11.96	77.77	10	23.74	21.06	4.80	36.37
11	5.20	55.06 ⁽¹⁾	14.48	87.71	11	24.60	21.18	5.28	38.00
12	5.28	61.50	17.03	98.83	12	25.32	21.28	5.76	39.43
13	5.78	69.69	20.03	112.72	13	25.92	21.37	6.24	40.72
14	6.28	77.90	23.27	126.87	14	26.44	21.44	6.72	41.89
15	6.78	86.11	26.75	141.28	15	26.89	21.50	7.20	42.97
16	7.28	94.34	30.47	155.94	16	27.29	21.56	7.68	43.97
17	7.78	102.58	34.43	170.85	17	27.64	21.61	8.16	44.91
18	8.28	110.82	38.63	186.02	18	27.94	21.65	8.64	45.81
19	8.78	119.07	43.07	201.43	19	28.22	21.69	9.12	46.65
20	9.28	127.32	47.75	217.09	20	28.47	21.73	9.60	47.47

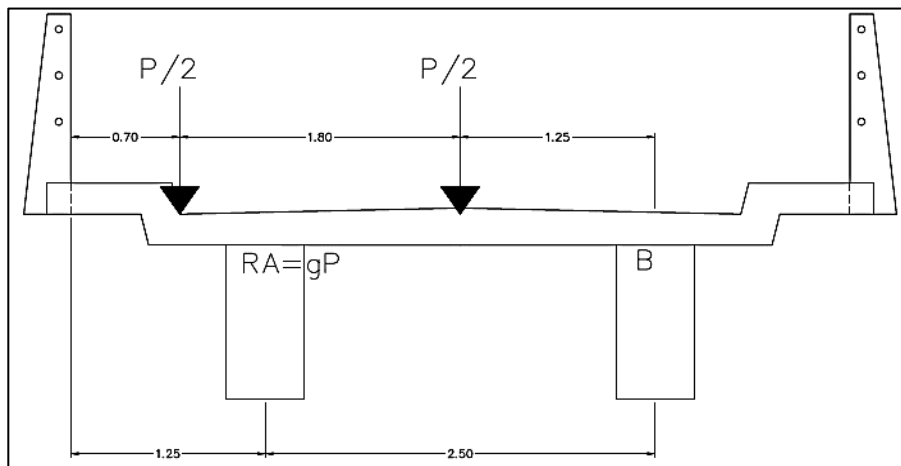
Fuente: RODRÍGUEZ SERQUEN, Arturo. *Puentes*. p. 18.

Tomando una luz igual a 15 m y con la consideración de carga dinámica en estado límite de resistencia, se tiene:

$$M = 141,28 \text{ T.m}$$

Para obtener el porcentaje de distribución (g) para una viga externa según 4.5.2.2.2d AASHTO LRFD 2010, se supone la condición crítica siguiente y por la ley de momentos se despeja la reacción en A:

Figura 27. **Diagrama para ley de momentos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

$$R_A = \frac{P}{2} \left(\frac{3,05 + 1,25}{2,5} \right) = 0,86P \therefore R_A = gP \text{ entonces } g = 0,86$$

El valor de g (porcentaje de distribución) considerando diafragmas rígidamente conectados según artículo 4.6.2.2 d-1 AASHTO LRFD 2010 da el mismo resultado.

Este factor debe multiplicarse por el factor de distribución múltiple de un carril (1.2) y por el factor de esviaje. Siguiendo la metodología empleada en el artículo 4.6.2.2.2e de AASHTO LRFD 2010, debido a que el ángulo de esviaje es 17° , el factor multiplicador es 1.

$$M_{LL+IM} = 141,28 \times 0,86 \times 1,2 \times 1 = 145,80 \text{ T.m}$$

3.5.12. Momento de diseño

Se empleará la combinación por estado límite de resistencia 1, de la misma forma que anteriormente se hizo en la losa, referido del capítulo 1 de AASHTO LRFD 2010.

$$M_u = n\{1,25M_{DC} + 1,5M_{DW} + 1,75M_{LL+IM}\}$$

$$M_u = 1\{1,25 \times 73\ 809,37 + 1,75 \times 145,800\} = 347\ 411,71 \text{ kg.m}$$

Tabla XVI. **Tabla para verificar los momentos a diferentes distancias**

D(m)	Mu(kg.m)
1	347411.71
2	439673.43
3	531935.14
4	624196.85

Fuente: elaboración propia.

3.5.13. Cálculo del acero de refuerzo

Se utilizará el procedimiento de diseño para vigas T para momentos positivos, con las regulaciones del artículo 4.6.2 de AASHTO LRFD 2010. El cual indica que el ancho efectivo de la viga puede ser tomado como el ancho tributario de la misma.

- Ancho efectivo de patín (b) = 250 cm
- Ancho del alma (bw) = 50 cm
- Espesor (t) = 20 cm
- Recubrimiento (t) = 5 cm
- Peralte (d) = 108 cm
- Mu= 347,411 T-M

Suponiendo inicialmente $c = t = 20$ cm

$$a = 0,85c = 0,85 \times 20 = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,9f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{347,411,71}{0,9 \times 4\,210 \left(108 - \frac{17}{2}\right)} = 92,15 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{92,15}{250 \times 108} = 0,0034$$

$$c = 1,18 \frac{\rho f_y d}{0,85 f'_c} = \frac{1,18 \times 0,0034 \times 4\,210 \times 108}{0,85 \times 280} = 7,66 \text{ cm}$$

Debido a que $c \leq t$, se diseña como viga rectangular de igual forma que en 2.2.6.2.6.

Acero requerido para Mu:

$$A_s = \frac{M_u}{0,9f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{347,411,71}{0,9 \times 4\,210 \left(108 - \frac{17}{2}\right)} = 92,15 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

La cantidad de acero mínimo según AASHTO LRFD 2010 5.7.3.3.2 debe ser capaz de resistir el menor valor de:

Usando referencia Núm. 10 (8,19 cm²)

Usando cantidad de varilla $\frac{92,15}{8,19} = 11,25$ varilla

Usar 11,5 varillas

$$S = \frac{250}{11,5} = 22 \text{ cm}$$

$$S = \frac{250}{12} = 20 \text{ cm}$$

- $1,2M_{cr} = 1,2(f_r S) = 0,402\sqrt{f'_c} b h^2 = 0,402\sqrt{280} * 250 * 12^2 = 242\,163 \text{ kg. m}$
- $1,33M_u = 347\,411,71 \times 1,33 = 462\,057,47 \text{ kg. m}$

$$462\,057,47 > 242\,163,00$$

$$1,33M_u > 1,2M_{cr} \text{ (cumple)}$$

Acero máximo:

Según AASHTO LRFD 2010 5.7.3.3.2 la sección debe cumplir con:

$$\frac{c}{d} = 7,66/69,63 = 0,11$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,42$$

$$0,11 \leq 0,42 \text{ (cumple)}$$

Se utilizarán 12 varillas número 10 grado 60, para el refuerzo longitudinal en la cama inferior.

3.5.14. Refuerzo adicional

Se proveerá refuerzo adicional para contracción y temperatura en caras laterales (Art. 5.10.8) según AASHTO debido a que la distancia entre las camas de armado es mayor a 30 cm.

$$A_s = \frac{0,756 * A_g}{F_y}$$

Donde

A_g = área gruesa de en cm^2

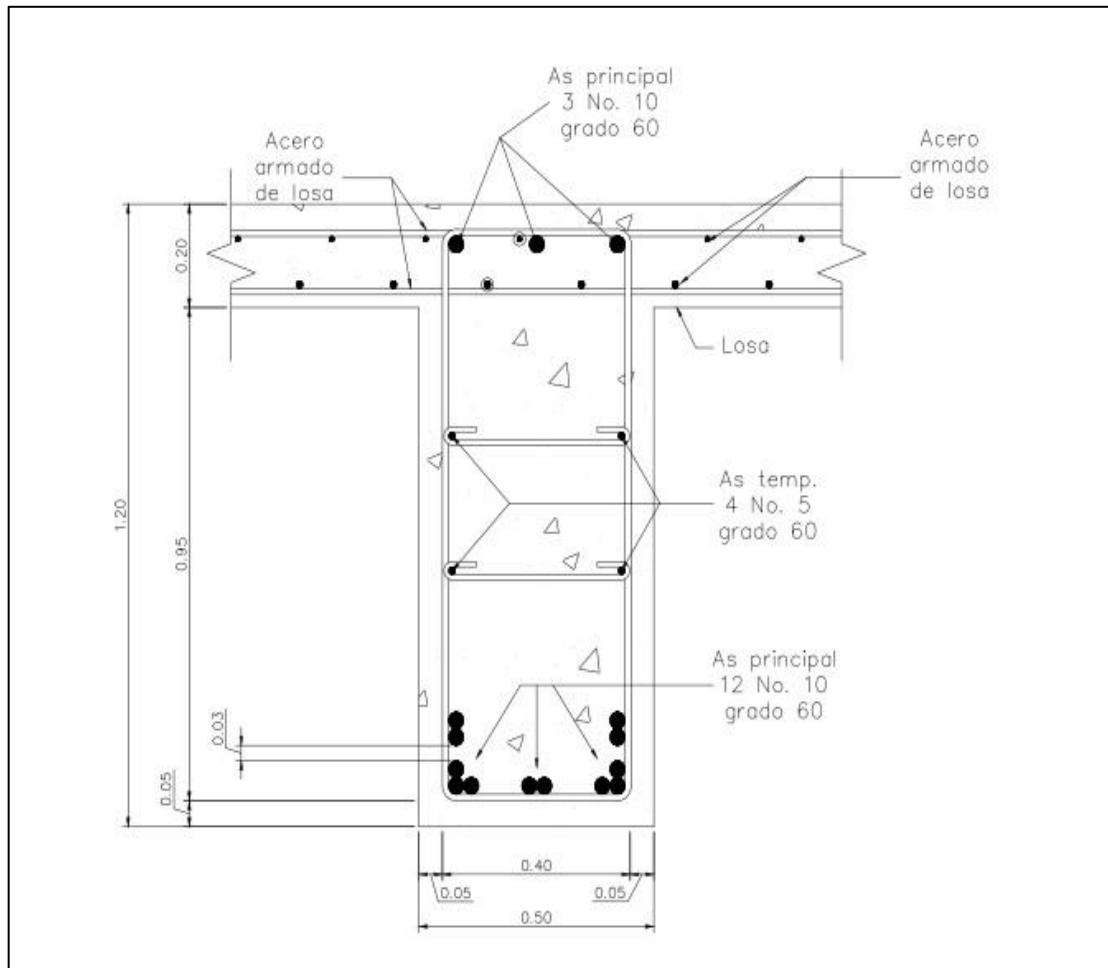
F_y = tensión de fluencia de las barras de armadura en (MPa)

$$A_{\text{stemp}} = \frac{0,756 * A_g}{4\ 200} =$$

$$A_{\text{stemp}} = 0,0018 \times A_{\text{gruesa}} = 0,0018 \times 50 \times 68 = 6,12 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 varillas número 5 grado 60 en cada cara lateral.

Figura 28. **Sección de armado viga principal (corte en C ver figura 31)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

3.5.15. Diseño por corte

Se procederá de acuerdo con el artículo 5.8 de AASHTO LRFD 2010, la sección crítica por corte se calcula desde la cara interna del apoyo. Se supone un apoyo de 25 cm.

La sección crítica se tomará de la siguiente manera:

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d - \frac{a}{2} = 108 - \frac{6,9}{2} = 104,55 \text{ cm}$$

No menor que el mayor valor de:

- $0,90d = 0,9 \times 104,55 = 94,1 \text{ cm}$
- $0,72h = 0,72 \times 1,20 = 86,4 \text{ cm}$

La sección por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0,125 + 0,941 = 1,07 \text{ m}$$

3.5.16. Corte por carga muerta

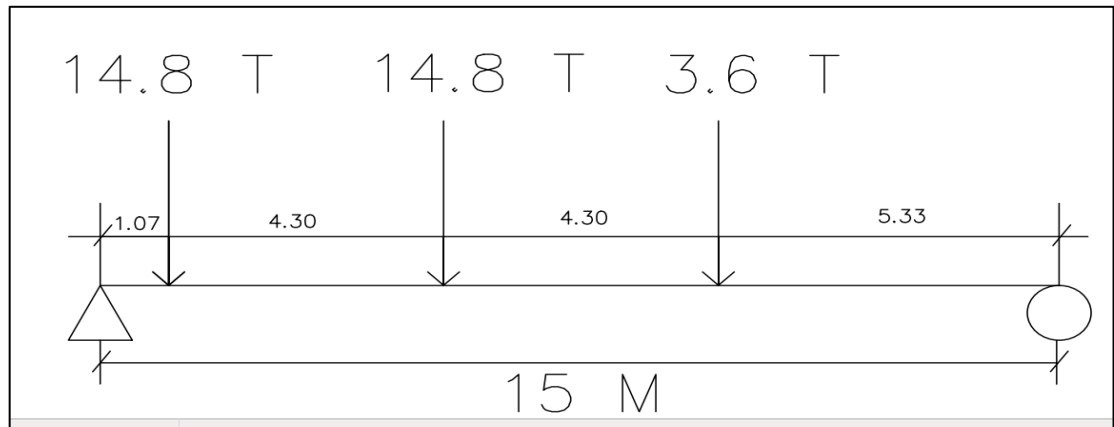
Tomando los valores de carga distribuida y cargas puntuales por diafragmas calculados anteriormente (figura 20), se tiene:

$$V_{DC} = 20\,538,5 - (1,07 \times 2\,517) = 17\,845 \text{ kg}$$

3.5.17. Corte por carga viva

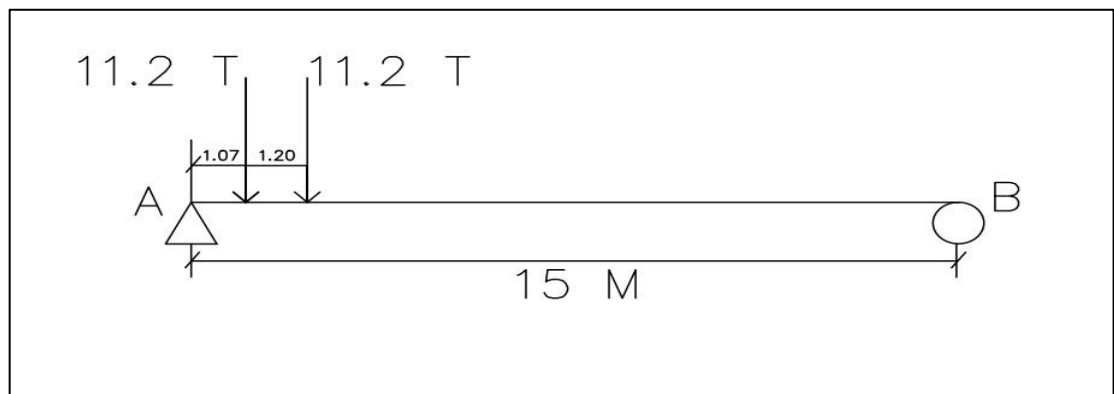
Se realizarán las combinaciones del camión de diseño con carga de carril y tándem con carga de carril, para evaluar la condición crítica, por sumatoria de momentos, se tiene:

Figura 29. **Corte por carga de camión de diseño**



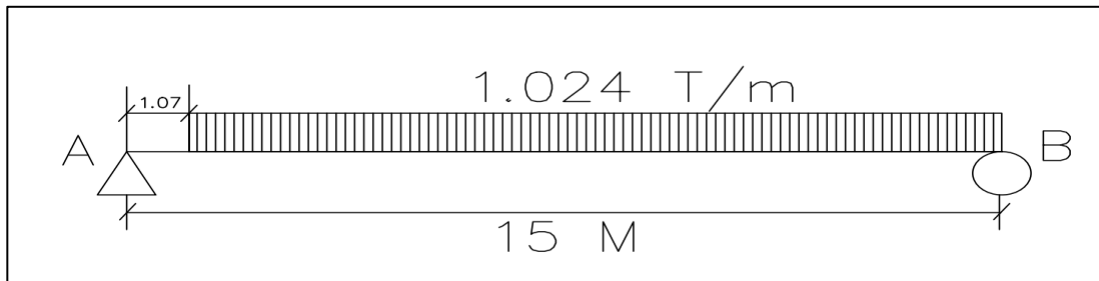
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Figura 30. **Corte por tándem**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Figura 31. **Corte por carga de carril**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

- Camión de diseño: $V = 25,07 \text{ T}$
- Tándem : $V = 20,06 \text{ T}$
- Carga de carril : $V = 6,69 \text{ T}$

Entonces:

$$V_{LL+IM} = 25,07(1,33) + 6,69 = 40,03 \text{ T}$$

El porcentaje de distribución (g) en corte para una viga externa, es el mismo que para momento (0,86). Al considerar diafragmas rígidamente conectados también da el mismo resultado.

El valor de g considerando diafragmas rígidamente conectados según artículo 4.6.2.2 d-1 AASHTO LRFD 2010 da el mismo resultado.

Este factor debe multiplicarse por el factor de distribución múltiple de un carril (1,2) y por el factor de esviaje. Siguiendo la metodología empleada en el artículo 4.6.2.2.3c de AASHTO LRFD 2010, debido a que el ángulo de esviaje es 17° , el factor multiplicador es 1,06.

$$V_{LL+IM} = 40,03 \times 0,86 \times 1,2 \times 1,06 = 43,79 \text{ T}$$

3.5.18. Esfuerzo cortante último

De igual forma que en el momento último, se empleara el estado límite de resistencia 1.

$$V_u = n\{1,25V_{DC} + 1,5V_{DW} + 1,75V_{LL+IM}\}$$

$$V_u = 1\{1,25 \times 17,845 + 1,75 \times 43,79\} = 98,94 \text{ T}$$

3.5.19. Cálculo de refuerzo a corte

Se propone un estribo número grado 60 y 2 eslabones número 3 grado 60, a cada 25 cm, dando una área de acero combinada igual a $3,96 \text{ cm}^2$.

Calculando el cortante resistente por el concreto según 5.8.3.3-3 de AASHTO LRFD 2010:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} bd = 0,53\sqrt{280} \times 50 \times 104,55 = 46,36 \text{ T}$$

Calculando el cortante resistente del armado propuesto:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} = \frac{3,96 \times 4\,210 \times 104,55}{25} = 69,72 \text{ T}$$

Cortante resistente total debe ser mayor al cortante actuante:

$$V_{\text{resistente}} = \phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 0,9(46,36 + 69,72) = 104,47 \text{ T}$$

$$V_{\text{resistente}} > V_{\text{actuante}} \text{ (cumple) } \checkmark$$

Refuerzo transversal mínimo usando espaciamiento de 25 cm, según 5.8.2.5-1 AASHTO LRFD 2010:

$$A_{v\min} \geq 0,27\sqrt{f'_c} \frac{bS}{f_y} = 0,27\sqrt{280} \times \frac{50 \times 25}{2810} = 2,01 \text{ cm}^2 < 3,96 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal, acorde a 5.8.2.7 de AASHTO LRFD 2010:

$$V = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{98\,940}{0,9 \times 50 \times 104,55} = 21,03 \text{ kg/cm}^2$$

También están las condicionantes siguientes:

- Si $V < 0,125f'_c$ \checkmark \square entonces $S_{\max} = 0,8d \leq 60 \text{ cm}$ $S_{\max} = 0,8d \leq 60 \text{ cm}$
- Si $V > 0,125f'_c$ \times

$$S_{\max} = 0,8 \times 104,55 = 83,64 \text{ cm} \therefore \text{ entonces } S_{\max} = 60 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} \therefore 25 < 60 \text{ (cumple)}$$

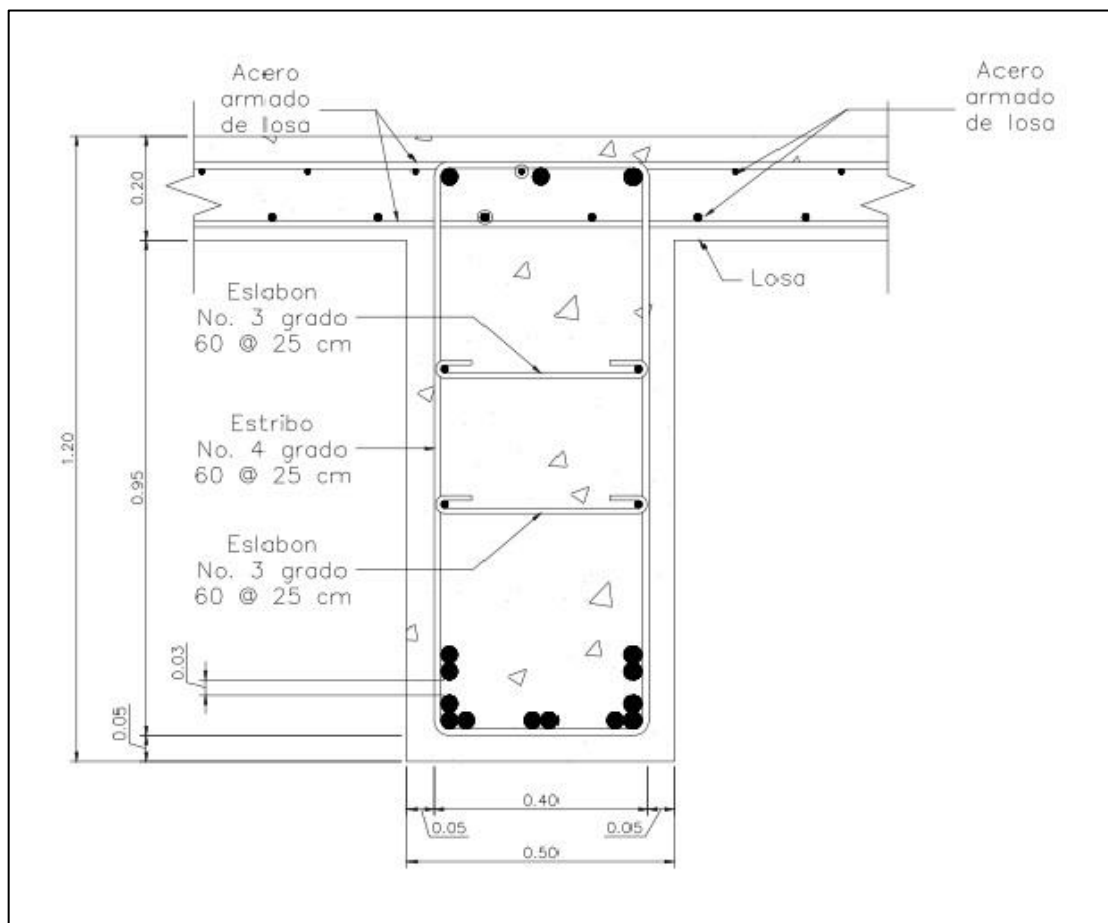
El código AASHTO LRFD 2010 indica que puede usarse el armado propuesto en toda la sección de la viga.

Toda la viga tendrá como refuerza a corte un estribo Núm. 4 G60 espaciados a cada 25 cm y 2 eslabones Núm. 3 G 60, espaciados a cada 25 cm.

Cortante que resiste el acero mínimo con espaciamiento máximo:

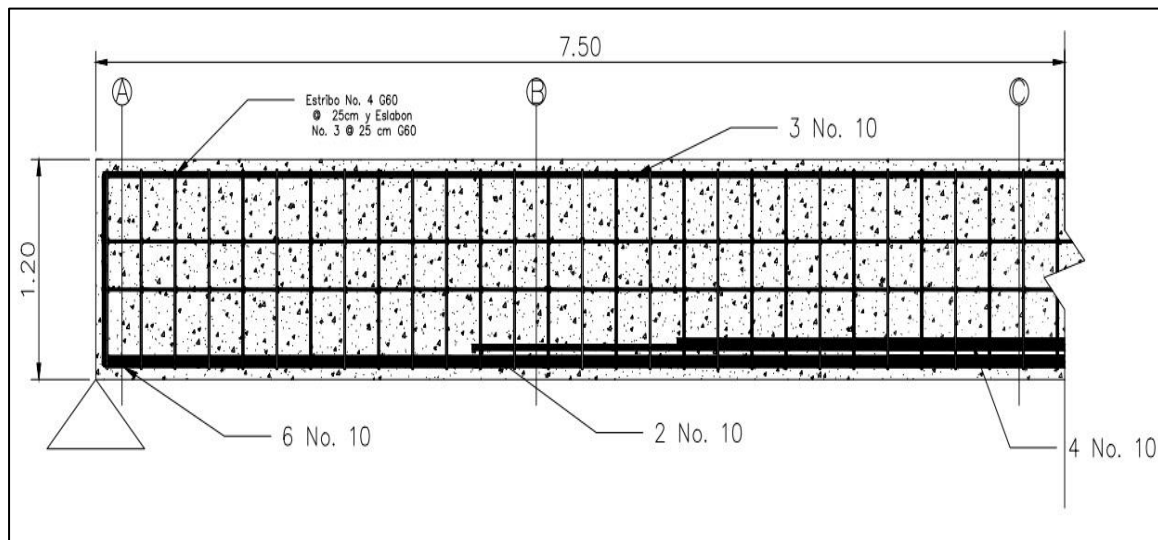
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} = \frac{4,82 \times 4\,210 \times 104,55}{60} = 35,36 \text{ T}$$

Figura 32. Refuerzo por corte (corte en C ver figura 31)



Fuente: elaboración propia, empleado AutoCAD 2012.

Figura 33. **Perfil del armado de viga principal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

3.5.20. **Diseño de diafragmas**

Según especificación AASHTO LRFD 2010 5.13.2 se deben utilizar diafragmas en los puntos intermedios entre vigas y los extremos cuando sea necesario proveer resistencia torsional y para soportar el tablero en puntos de discontinuidad o en los puntos de quiebre de vigas.

Disposiciones de ediciones anteriores sugerían colocar diafragmas a intervalos que no excedan los 40 pies (12,2 metros) y sugerían parámetros para el dimensionamiento. Se usaran dos diafragmas en los extremos y un diafragma interno con refuerzo mínimo longitudinal y a corte según ACI 318-08.

3.5.21. Diafragma externo

Según especificación AASHTO LRFD 2010 5.13.2 tomando una base mínima de 30 centímetros y una altura igual a la mitad de la altura de la viga principal, se tiene los siguientes datos:

$$\text{Base} = 30 \text{ cm}$$

$$h = 0,5 \times 1,20 = 60 \text{ cm}$$

$$d = 54 \text{ cm}$$

Refuerzo longitudinal (ACI 318-08 sección 10.5):

Cálculo de acero mínimo según ACI-318-08 en su sección 10.5:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{210}}{4,210} * 30 * 54 = 1,39 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} (b * d) = \frac{14,1}{4\ 210} \times 30 \times 54 = 5,43 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 3 varillas número 5 grado 60, para el refuerzo longitudinal en la cama superior y en la cama inferior.

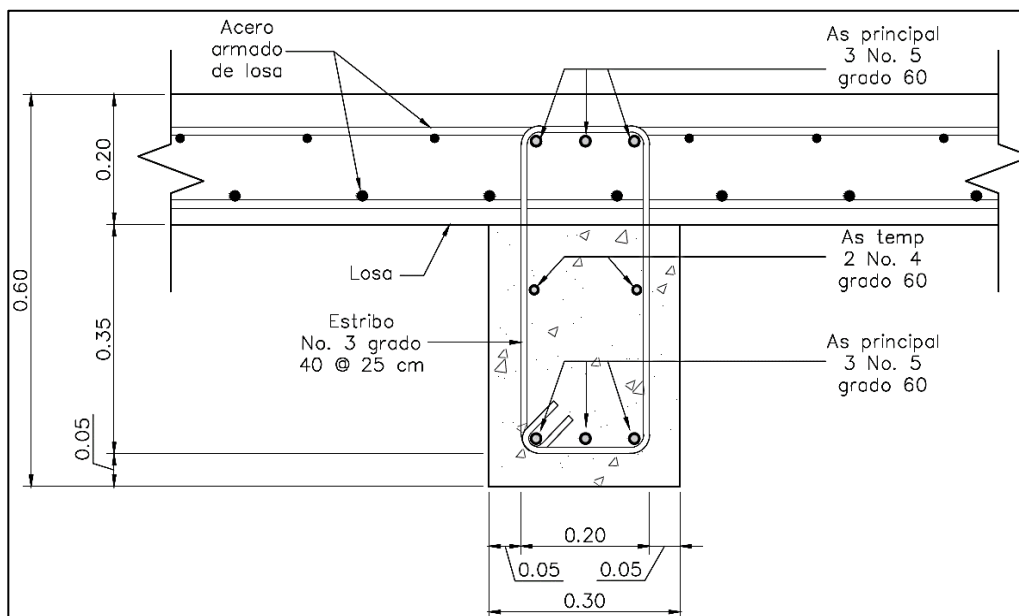
Adicionalmente se colocará 1 varilla número 4 grado 60 para el refuerzo de contracción y temperatura en cada cara lateral.

Refuerzo a corte (ACI 318-08 sección 11.4.5):

El espaciamiento de refuerzo de cortante no debe exceder una distancia igual a $d/2$.

Se utilizará acero número grado 40 a cada 25 centímetros.

Figura 34. **Sección de armado de diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

3.5.22. Diafragma interno

Según especificación AASHTO LRFD 2010 5.13.2, tomando una base mínima de 30 centímetros y una altura igual a la tercera parte de la altura de la viga principal, se tiene los siguientes datos:

Base = 30 cm

$h = 0,75 \times 1,20 = 72 \text{ cm}$

$d = 66 \text{ cm}$

Refuerzo longitudinal (ACI 318-08 10.5):

Cálculo de acero mínimo según ACI-318-08 en su sección 10.5:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{210}}{4210} * 30 * 66 = 1,70 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} (b * d) = \frac{14,1}{4210} \times 30 \times 66 = 6,63 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 2 varillas número 5 grado 60 y 4 varillas número 3 grado 60 para el refuerzo longitudinal en la cama superior y en la cama inferior.

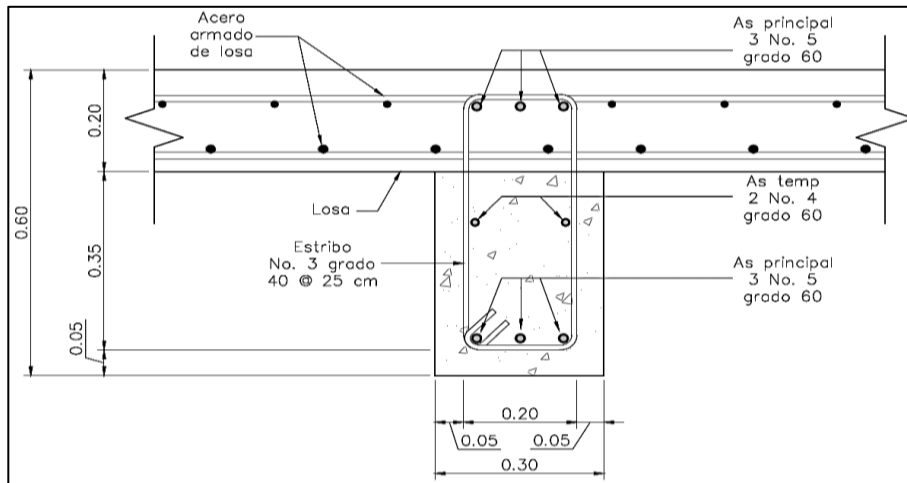
Adicionalmente se colocará 1 varilla número 4 grado 60 para el refuerzo de contracción y temperatura en cada cara lateral.

Refuerzo a corte (ACI 318-08 Sección: 11.4.5):

El espaciamiento de refuerzo de cortante no debe exceder una distancia igual a la mitad del peralte efectivo.

Se utilizará acero número 3 grado 40 a cada 30 centímetros.

Figura 35. **Sección de armado de diafragma interior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

3.6. **Diseño de la subestructura**

Estará compuesta por los apoyos elastoméricos, cortina, viga de apoyo, los estribos y una losa de aproximación en cada extremo.

3.6.1. **Diseño de apoyo elastoméricos**

Es un dispositivo ubicado entre la superestructura y la infraestructura del puente, la función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones.

Se usará un apoyo elastoméricos compuesto de neopreno y acero, el neopreno permitirá distribuir las cargas en la estructura de apoyo y absorberá las irregularidades de la superficie, el acero brindará resistencia al cortante producido.

Se diseñará conforme al método B artículo 14.7.5 AASHTO LRFD 2010, las cargas serán las mismas que se calcularon anteriormente para el diseño de la viga. Se utilizará un elastómero tipo SHORE A 60 según tabla 14.7.6.2-1.

- Ancho de la viga = 50 cm
- Carga muerta = 17,845 ton
- Carga viva = 43,70 ton
- Carga de servicio (P) = 61,545 ton
- Rotación máxima en carga de servicio (ϕ) = 0,007 rad
- Resistencia de las placas de acero = 36 KSI
- Tipo de acero = A-36
- Módulo de cortante del elastómero (G) = 12 kg/cm²

3.6.1.1. Diseño de neopreno

Apoyos de elastómero reforzados con acero. Método B (Artículo 14.7.5. ASSHTO)

Resistencia del elastómero (σ_s) para almohadillas contra deformación cortante:

- $\sigma_s \leq 2,00GS \leq 122 \text{ kg/cm}^2$ (según ASSHTO, sección 14.7.5.3.2-3):

$$A_{\text{req}} = \frac{P}{\sigma_s} = \frac{61\,545}{122} = 504,47 \text{ cm}^2$$

Se asumen las siguientes dimensiones para que cumplan con el área requerida:

Ancho (w) = 25 cm

Largo (L) = 25 cm

Factor de forma (S) mínimo:

- Con carga total (según ASSHTO, Sección 14.7.5.1-1):

$$S = \frac{\frac{P}{A}}{2G} = \frac{\frac{61\,545}{625}}{2 \times 12} = 4,103$$

- Con carga viva (según ASSHTO, sección 14.7.5.1-2):

$$S = \frac{\frac{P}{A}}{G} = \frac{\frac{43\,700}{625}}{12} = 5,83$$

El factor de forma (S) mínimo a usar será 5,83.

Grosor de la capa interior (h_{ri}):

- $h_{ri} \leq \frac{LW}{2S(S+W)} =$ (según ASSHTO, sección 14.7.5.3.6-1):

$$h_{ri} \leq \frac{25 \times 25}{2 \times 5,83(25 + 25)} = 1,07 \text{ cm}$$

Se adoptará un valor de h_{ri} igual a 1 cm (10mm).

Con este valor se verificará el factor de forma nuevamente:

$$S \geq \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} = \frac{25 \times 25}{2 \times 1(25+25)} = 6,25 > 5,83 \text{ cumple}$$

Número de capas interiores de elastómero (n):

- Compresión y rotación combinados:

$$n > \left(\frac{GS\phi}{\sigma_s} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 = \left(\frac{12 \times 6,25 \times 0,007}{98,47} \right) \left(\frac{25}{1} \right)^2 = 3,33$$

$$n > -0,167\phi \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{2,25GS} - 1 \right)} = 1,95$$

Se usarán 4 capas interiores de 10 milímetros y dos capas exteriores de 5 milímetros, ya que, las capas exteriores deben ser menores al 70 % del espesor de las capas internas.

Calculando el grosor total h_{rt} :

$$h_{rt} = 2(5 \text{ mm}) + 4(10 \text{ mm}) = 50 \text{ mm}$$

Estabilidad del elastómero:

(según ASSHTO, sección 14.7.5.3.6-2):

- $$A = \frac{1,92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} = \frac{1,92 \frac{5}{25}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times 25}{25}}} = 0,22$$

(según ASSHTO, sección 14.7.5.3.6-3):

- $$B = \frac{2,67}{(S+2)\left(1+\frac{L}{4W}\right)} = \frac{2,67}{(6,25+2)\left(1+\frac{25}{4 \times 25}\right)} = 0,26$$

El apoyo será estable si:

- $2A \leq B \therefore 0,44 > 0,26$
- $A - B \leq 0 \therefore -0,04 < 0$ (cumple)

Debido a que cumple con la segunda ecuación, el apoyo se considera estable.

3.6.2. Cálculo de refuerzo

Cálculo de placas de refuerzo en el elastómero (h_s):

- En el estado límite de servicio:

$$h_s = \frac{3h_{\max}\sigma_s}{f_y} = \frac{3 \times 1 \times 98,47}{2\,531} = 0,12 \text{ cm}$$

- En el estado límite de fatiga:

Constante de amplitud de fatiga (ΔF_{TH}) según tabla XI.

$$h_s \geq \frac{2h_{\max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} = \frac{2 \times 1 \times 69,92}{1\,687} = 0,083 \text{ cm}$$

Se adopta un $h_s = 2 \text{ mm}$ y se usarán 5 placas de 2 mm de espesor.

Tabla XVII. **Constante de amplitud de fatiga**

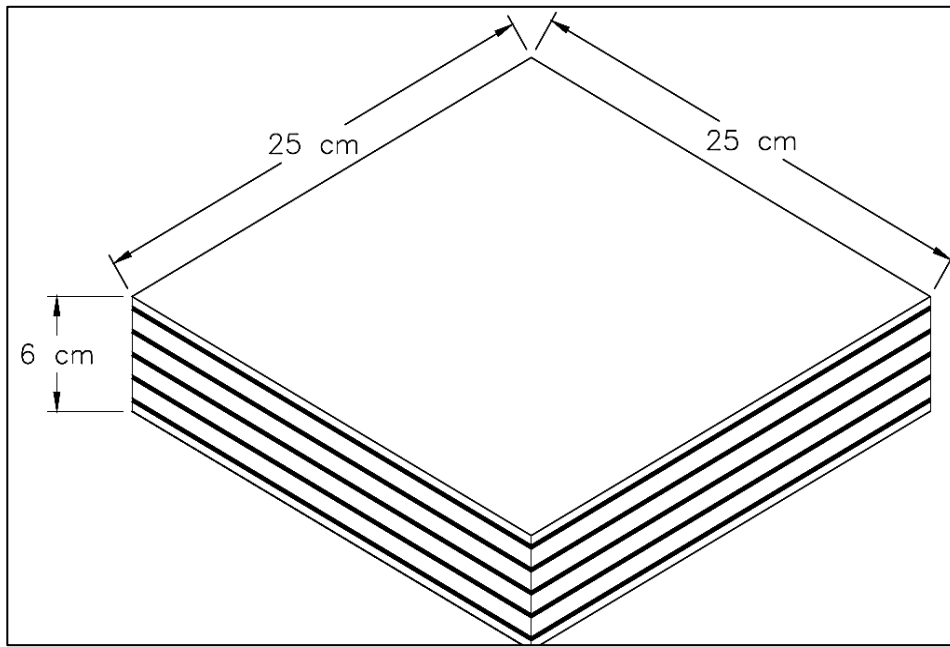
Detail Category	Threshold(ksi)
A	24.0
B	16.0
B'	12.0
C	10.0
C'	12.0
D	7.0
E	4.5
E'	2.6
M 164 (A 325) Bolts in Axial Tension	31.0
M 253 (A 490) Bolts in Axial Tension	38.0

Fuente: AASTO LRFD 2010. p. 46.

El neopreno reforzado queda de la siguiente manera:

- 2 capas externas de 5 mm cada una
- 4 capas intermedia de 10 mm cada una
- 5 placas de refuerzo de 2 mm cada una

Figura 36. **Neopreno reforzado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

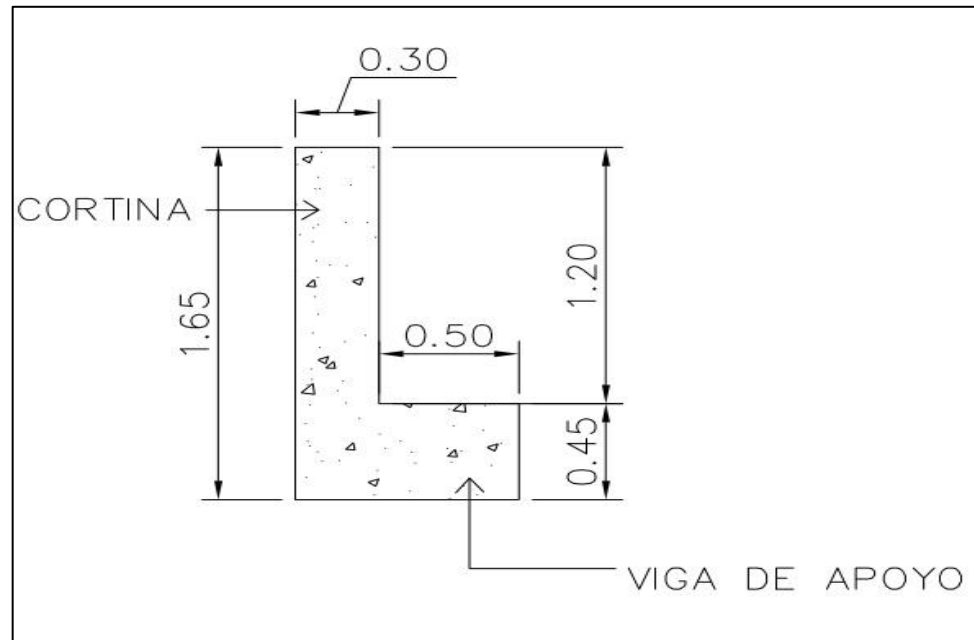
3.6.3. **Diseño de cortina**

Según AASHTO 1.2.22, la cortina esta empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ella las fuerzas de: empuje de tierra (E), fuerza de sismo (S), fuerza longitudinal (FL), la cortina debe diseñarse para tener un equivalente liquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 k/m³, según especificación AASHTO 1.1.19

$b(\text{cortina}) = 0,30 \text{ m}$ mínimo

$H(\text{cortina}) = H(\text{viga principal}) = 1,20 \text{ m}$

Figura 37. **Dimensiones de cortina con viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Cálculo de la fuerza de sismo

$$S \text{ (sismo)} = 0,12W$$

Donde

W = peso de la cortina + peso de la viga de apoyo

$$W = ((2\,400 \times 0,30 \times 1,20) + (2\,400 \times 0,45 \times 0,80)) = 1\,728 \text{ Kg}$$

$$S \text{ (sismo)} = 0,12 \times 1\,728 = 207,36 \text{ kg}$$

Cálculo de la fuerza longitudinal (FL)

Según ASSHTO-LRFD sección: 1.2.13 debe ser un 5 % de carga viva y su centro de gravedad a 1,83 m sobre la capa de rodadura.

$$FL = 0,05 * \frac{P}{2 * H}$$

Donde

P=peso de camión = 33 200 kg (73 040 lbs)

H= altura de cortina = 1,20 m

$$FL = 0,05 * \frac{33\,200}{2 * 1,20} = 691,66\text{kg}$$

Fuerza que actúa en el centro de gravedad de la cortina, y se encuentra a una distancia de 1,83m, sobre la capa de rodadura.

Cálculo fuerza debido al empuje de tierra

$$E=E(s)+E(\text{sob.})$$

Donde

E(s)= empuje de la tierra sobre la cortina

E (sob.)= sobrecarga del suelo equivalente líquido de 2 pies de alto con una presión de 480 k/m³.

$$E(s) = \left(\frac{P(\text{suelo})}{2} \right)$$

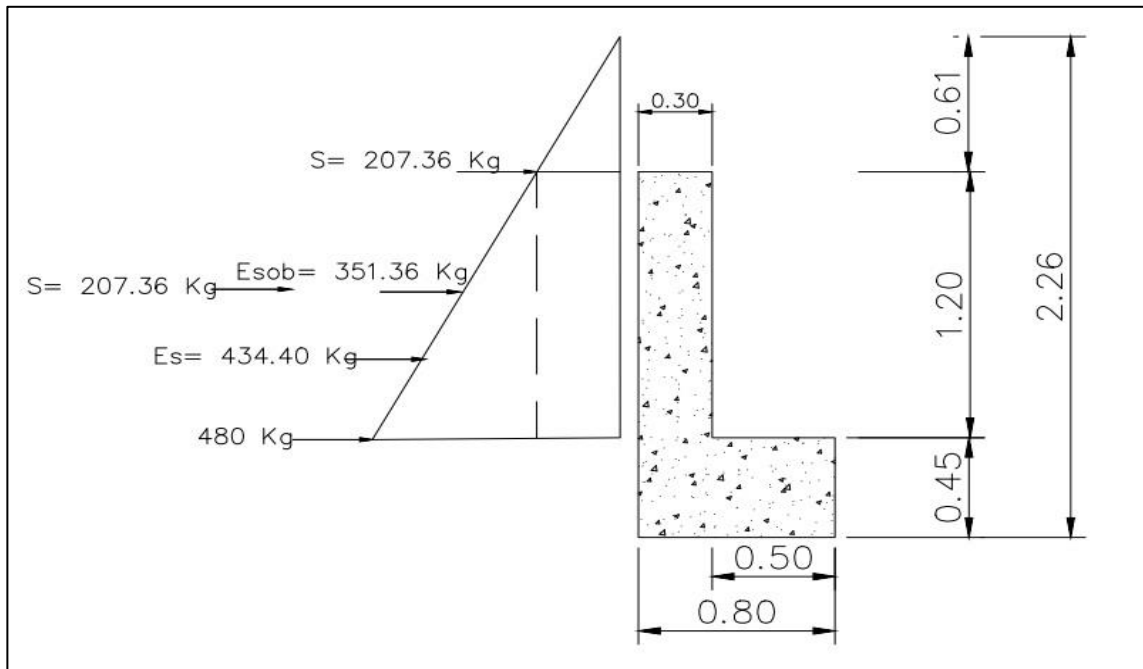
$$E(s) = \left(\frac{480 * (1,20 + 0,61)}{2} \right) = 434,40 \text{ kg}$$

$$E(\text{sob.}) = (P(\text{suelo}) * H(\text{sob})) * H(\text{cortina})$$

$$E(\text{sob.}) = (480 * 0,61 * 1,20) = 351,36 \text{ kg}$$

$$E = 434,40 + 351,36 = 785,76 \text{ kg}$$

Figura 38. **Aplicación de cargas sobre cortina con viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Cálculos de momentos

$$M_{E_{sob}} = E_{sob} * \text{Centroide de figura}$$

$$M_{E_{sob}} = 351,36 * \frac{1,20}{2} = 210,82 \text{ kg} - m$$

$$M_{E_s} = E_s * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_s} = 434,40 * \frac{1,20}{3} = 173,76 \text{ kg} - m$$

$$M_s = S_{sismo} * \text{centroide de figura}$$

$$M_s = 207,36 * \frac{1,20}{2} = 124,42 \text{ kg} - m$$

$$M_{FL} = FL * \text{centroide de figura}$$

$$M_{FL} = 691,66 * \frac{120}{2} = 414,99 \text{ k} - m$$

Combinación de cargas para momentos

Según AASHTO 3.22.1, cuando existe sismo se deberá de comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica

$$\text{Grupo III} = 1,3 * (M_{E \text{ sob}} + M_{E \text{ S}} + M_{FL})$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3 * (M_{E \text{ sob}} + M_{E \text{ S}} + M_S)$$

Donde

$M_{E \text{ sob}}$ =Momento debido a la sobrecarga de 2' aplicada al centro de la cortina.

$M_{E \text{ S}}$ =Momento debido a la carga de suelo aplicada a un tercio de la cortina.

M_{FL} =Momento debido a la fuerza longitudinal aplicada al centro de la cortina.

M_S =Momento debido a la fuerza de sismo aplicada al centro de la cortina.

$$\text{Grupo III} = 1,3 * (210,82 + 173,76 + 414,99) = 1 \text{ 039,32 kg-m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3 * (210,82 + 173,76 + 124,42) = 661,83 \text{ kg-m}$$

Se tomará el mayor, entonces $M_u = 1 \text{ 039,32 kg-m}$

Cálculo del refuerzo por flexión en cortina:

$$M_u = 1 \text{ 039,32 kg-m}$$

$$b = 120 \text{ cm}$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2 \text{ 810 kg/cm}^2$$

Para calcular el área de acero A_s se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'c}} \right] * \frac{0,85 * f'c}{F_y}$$

$$A_s = \left[120 * 26 - \sqrt{(120 * 26)^2 - \frac{1039,32 * 120}{0,003825 * 210}} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo $A_{s_{min}}$ según AC1-318-08 en su sección 10.5 se utiliza las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = \frac{0,25 * \sqrt{210}}{2810} * 120 * 26 = 2,68 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{min}} \frac{14,1}{F_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 120 * 26 = 15,66 \text{ cm}^2$$

Entonces tenemos que $A_s < A_{s_{min}}$; por lo que utilizaremos el $A_{s_{min}} = 15,66 \text{ cm}^2$

Se propone utilizar 6 varillas Núm.6 (equivalente a 17.1 cm²) G60

Espaciamiento entre varillas (S) Núm. 6

Donde

A_s = área de acero requerido

A varilla = área de la varilla a utilizar (varilla Núm. 6)

S= espaciamiento

$$S = \frac{A \text{ var.} * 100}{A_s}$$

$$S = \frac{2,85*100}{15,66} = 18,19 \text{ cm} \approx 0,1819 \text{ m}$$

Se propone utilizar varillas Núm. 6 G60 @ 20 cms, colocar en ambas camas de la cortina, refuerzo principal.

Combinación de cargas para corte

Según AASHTO 3.22.1, cuando existe sismo se deberá comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica.

Grupo III= $1,3*(E+FL)$

Grupo VII= $1,3*(E+S)$

Donde

E = empuje

FL= fuerza longitudinal

S =sismo (Calculado en la página núm. 123)

Grupo III= $1,3*(785,76 + 691,66)= 1\,920,65\text{kg}$

Grupo VII= $1,3*(785,76 + 207,36)= 1\,291,06\text{kg}$

Se toma el mayor

Corte que resiste el concreto

$$V_c = \phi * 0,53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 120 * 26 = 20\,368,50 \text{ kg}$$

Debido a que el $V_c > V_{max}$, el concreto resiste el cortante. Se colocará refuerzo mínimo al cortante.

Espaciamiento entre varillas (S) Núm. 4

$$S_{\text{máx.}} = d/2 = 26/2 = 13 \text{ cms}$$

Se propone utilizar varillas Núm. 4 G60 @ 15 cms, colocar en ambas camas de la cortina, refuerzo por corte (ver armado final el página Núm. 130)

3.6.4. Diseño de la viga de apoyo

Irá apoyada a todo lo largo del estribo, se recomienda colocar para el armado, acero mínimo. La viga de apoyo deberá tener una altura igual o mayor que 0,40 metros. Se chequeará por aplastamiento y se deberá colocar refuerzo por corte refuerzo mínimo y espaciado máximo.

Pre dimensionamiento de la viga de apoyo.

- $b_{\text{minima}} = 2 \text{ Cms por cada metro de luz libre del puente o } 0,40 \text{ m mínimo}$
- $b_{\text{minima}} = 0,02 * 15 = 0,30 \text{ m}$, no cumple con el mínimo de 0,40 m, entonces se propone una $b_{\text{minima}} = 0,50 \text{ m}$
- $b_{\text{total}} = b_{\text{minima}} + b_{\text{cortina}} = 0,50 + 0,30 = 0,80 \text{ m}$
- $H_{\text{minima}} \geq 0,40 \text{ m}$, se propone utilizar 0,45 m

Para calcular el área de acero mínimo $A_{s_{\text{min}}}$ según AC1-318-08 en su sección 10.5 se utiliza las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{210}}{4210} * 50 * 40 = 1,72 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

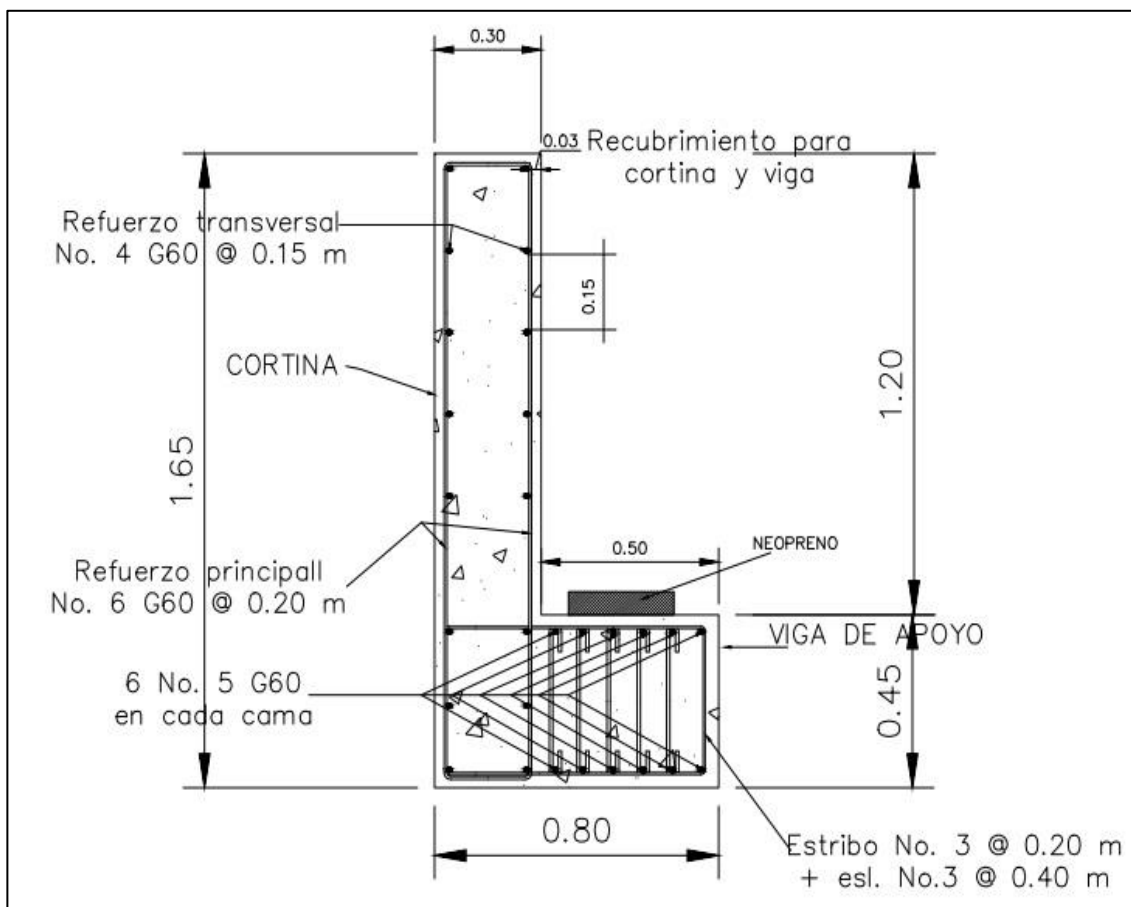
- $A_{s_{min}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d$
- $A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2810} * 50 * 40 = 10,03 \text{ cm}^2$

Se propone utilizar 6 Núm. 5 G60 (equivalente a $11,87 \text{ cm}^2$ corridos en ambas camas de la viga de apoyo.

El refuerzo por corte será el mínimo y espaciamiento máximo pero a no menos de $H/2$, esto solo por seguridad.

Se propone utilizar estribos núm. 3 G60 @ 0.20 m + eslabones Núm. 3 G60 @ 0,40 m.

Figura 39. Armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

3.6.5. Diseño de estribos

Son estructuras que sirven de apoyo en los extremos del puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso.

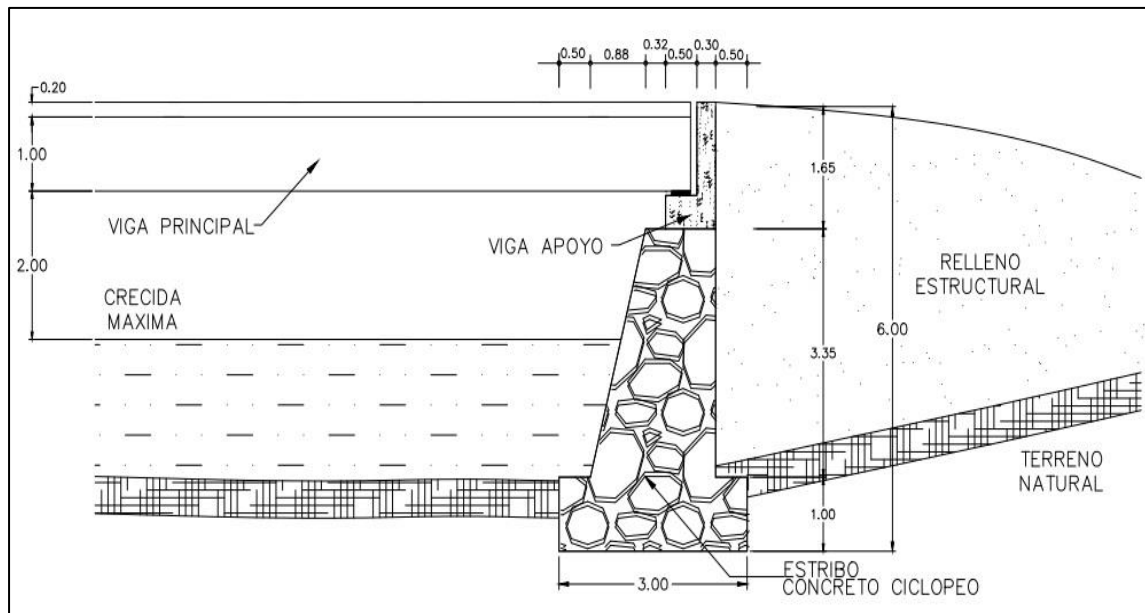
Serán construidos de concreto ciclópeo, utilizará el propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno, CV, CM, ET y sismo.

El predimensionamiento de los estribos es un proceso iterativo, se propone el siguiente predimensionamiento:

Para la altura $H=6,00\text{m}$, se comprueba una sección preliminar de estribo con:

- $B = \text{ancho del cimiento} = 1/2H \sim 2/3H = 3,00 \text{ m} \sim 4,00 \text{ m} = 3,00 \text{ m}$
- $h = \text{altura del cimiento} = H/6 \sim H/8 = 1,00\text{m} \sim 0,75 \text{ m} = 1,00 \text{ m}$
- $a = \text{longitud de punta} = H/12 \sim H/6 = 0,50\text{m} \sim 1,00\text{m} = 0,50 \text{ m}$
- $b = \text{longitud de talón} = H/12 \sim H/6 = 0,50\text{m} \sim 1,00\text{m} = 0,50 \text{ m}$
- $N = 0,88 \text{ m} > N_{\text{min}} = 0,23 \text{ m}$

Figura 40. **Dimensión de estribos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

3.6.6. Carga viva del estribo

Será utilizada la tabla X con un espaciamiento de 15 m, el resultado se divide con el largo del estribo. No se toma en cuenta la carga de impacto, únicamente se utilizará la reacción máxima producida por el camión de diseño y la carga de carril.

$$P_{LL} = \frac{34,97 \text{ T}}{6 \text{ m}} = 5,83 \frac{\text{T}}{\text{m}} = 5\,828 \text{ kg/m}$$

3.6.7. Carga muerta

Se integrará el peso de todos los componentes de la superestructura para sacar la reacción y el resultado se divide con el largo del estribo.

$$P_{losa} = \frac{0,20 \times 5,30 \times 15 \times 2\,400}{2 \times 6} = 3\,180 \text{ kg/m}$$

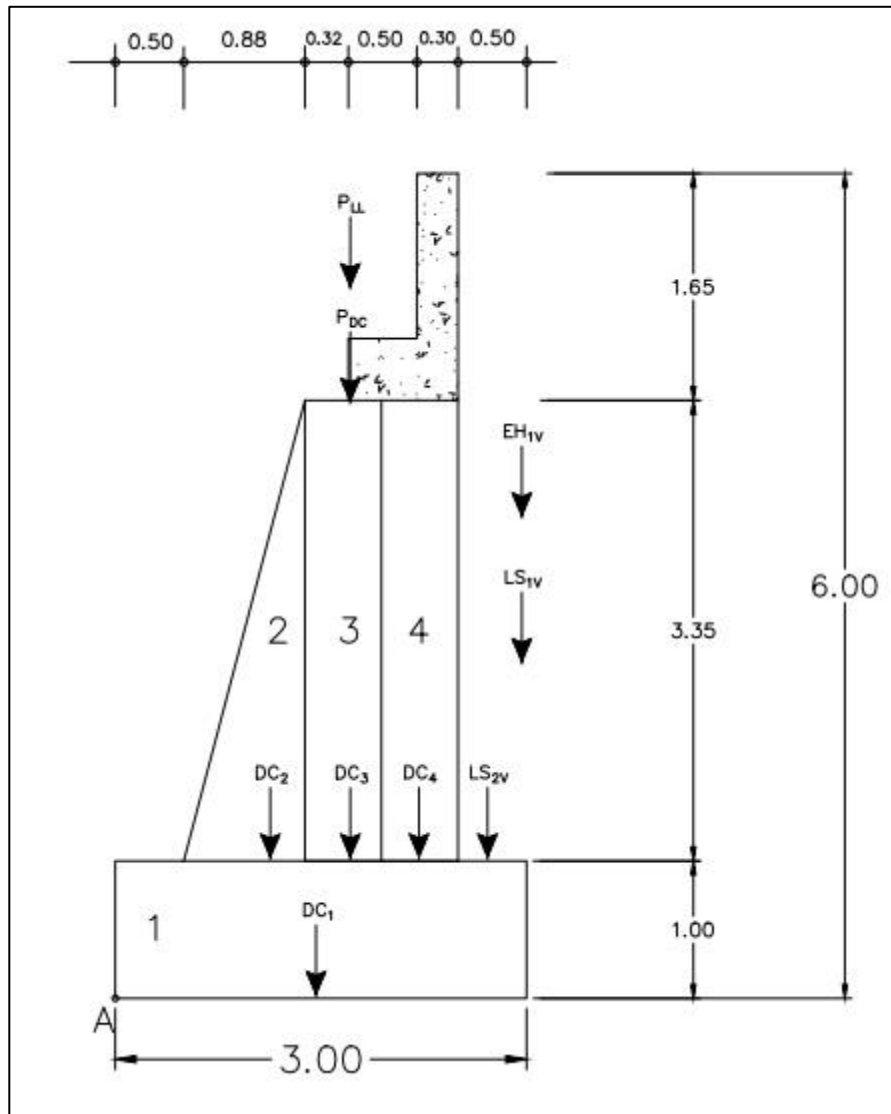
$$P_{viga} = \frac{2 \times 0,50 \times 1,0 \times 15 \times 2\,400}{2 \times 6} = 3\,000 \text{ kg/m}$$

$$P_{diafragma} = \frac{620 + 620 + 805}{2 \times 6} = 170,42 \text{ kg/m}$$

$$P_{barrera} = \frac{117,48 \times 2 \times 15}{2 \times 6} = 293,70 \text{ kg/m}$$

$$P_{DC} = P_{losa} + P_{viga} + P_{diafragma} + P_{barrera} = 6\,644,12 \text{ kg/m}$$

Figura 41. **Fuerzas verticales en estribo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

Cargas DC (peso propio)

$$DC_1 = 3 \times 1 \times 2\,500 = 7\,500 \text{ kg/m}$$

$$DC_2 = \frac{1 \times 0,88 \times 3,35}{2} \times 2\,500 = 3\,685 \text{ kg/m}$$

$$DC_3 = 0,56 \times 3,35 \times 2\,500 = 4\,690,00 \text{ kg/m}$$

$$DC_4 = 0,56 \times 3,35 \times 2\,500 = 4\,690,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$DC = 20\,565,00 \text{ kg/m}$$

3.6.8. Carga de frenado

La carga de frenado (BR) es una fuerza longitudinal que transmiten los vehículos al frenar, se calcula según artículo 3.6.4 de AASHTO LRFD 2010.

$$BR = \frac{33,2 \text{ T}}{4 \times 6} = 1\,383,33 \text{ kg/m}$$

3.6.9. Presión del suelo

Se asumirá que el empuje lateral del suelo (EH) es linealmente proporcional a la altura del suelo, que el relleno es horizontal y puede drenar libremente. Se calcula según 3.11.5 AASHTO LRFD 2010. La carga resultante debida a la presión del suelo actuará a una altura igual a 1/3 de la base.

Donde

θ = ángulo de fricción interna del relleno = 30 °

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 25 ° (ver tabla XIII)

β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

ϕ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90°

K_a = coeficiente de empuje activo

i = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2 = 2.796$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi)}{\Gamma[\text{sen}^2\theta\text{sen}(\theta - \delta)]} = 0,296$$

Tabla XVIII. **Ángulo de fricción entre diferentes materiales**

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ ($^\circ$)	Coficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		

Fuente: U.S. Department of the Navy.

Se asume que el peso específico (γ) del relleno será de 1.600 kg/m^3 .

$$P = K_a h \gamma = 0,296 \times 6 \times 1.600 = 2.841,6 \text{ kg/m}^2$$

$$EH_1 = \frac{1}{2} b h = \frac{1}{2} \times 2.841,6 \times 4 = 5.683,2 \text{ kg/m}$$

Carga vertical producida por EH_1 :

$$EH_{1v} = EH_1 \sin \delta = 5\,683,2 \times \sin 25 = 2\,402 \text{ kg/m}$$

Carga horizontal producida por EH_1 :

$$EH_{1H} = EH_1 \cos \delta = 5\,683,2 \times \cos 25 = 5\,151 \text{ kg/m}$$

3.6.10. Sobrecarga por carga viva

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno se agrega una porción equivalente de suelo. Según artículo 3.11.6.4 AASHTO LRFD 2010.

Se deberá aplicar una sobrecarga por carga viva (LS) si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro.

Tabla XV. **Altura equivalente por sobrecarga viva**

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Fuente: AASHTO LRFD 3.11.6.4-1 2010.

Para una altura de 6 metros se tiene una h' igual a 0,6 m.

$$P = K_a h' \gamma = 0,296 \times 0,6 \times 1\,600 = 284,16 \text{ kg/m}^2$$

$$LS = bh = 284,16 \times 6 = 1\,705 \text{ kg/m}$$

Carga vertical producida por LS :

$$LS_{1v} = LS \sin \delta = 1\,705 \times \sin 25 = 721 \text{ kg/m}$$

Carga horizontal producida por LS_1 :

$$LS_{1H} = LS \cos \delta = 1\,705 \times \cos 25 = 1\,545 \text{ kg/m}$$

Además se le incluirá la carga por el terreno equivalente extendido en 0,50 metros del estribo.

$$LS_{2v} = 0,6 \times 0,50 \times 1\,600 = 480 \text{ kg/m}$$

3.6.11. Cálculo de sismo

El cálculo se realizará con las ecuaciones de acuerdo con el artículo A11.1 de AASHTO LRFD 2010. El valor de coeficiente sísmico de aceleración horizontal se obtiene de las Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala. AGIES NSE 2-10.

Para obtener la aceleración máxima del suelo (A) se toman en cuenta las siguientes características de la tabla VII:

Tabla XIX. **Cálculo de la aceleración máxima según AGIES/NSE 3-10 y coeficiente sísmico al límite de cadencia**

AGIES/NSE 3-10		CORTE BASAL AL LÍMITE DE CEDENCIA		
Información general				Referencia
Municipio			Fraijnes	
Departamento			Guatemala	
Categoría			III Obras Importantes	NSE 1 Pág. 7
Parámetros de diseño				
Índice de Sismicidad lo			4	NSE 2 Figura 4-1
Scr (g)			1,65	NSE 2 Anexo A Pág.. 55
S1r (g)			0,6	NSE 2 Anexo A Pág. 55
Clase de Obra			D	NSE 2 tabla 4-1
Tipo de fuente sísmica			B	NSE 2 Tabla 4-5
Clase de sitio			D	NSE 2 Tabla 4-4
Fa			1	NSE 2 Tabla 4-2
Fv			1,5	NSE 2 Tabla 4-3
Scs = Scr X Fa			1,65	
S1s = Sir X Fv			0,9	
Intensidades Sísmicas Especiales				
Na	Distancia ≥ 10 Km		1	NSE 2 Tabla 4-6
Nv	Distancia = 10 Km		1	NSE 2 Tabla 4-7
Scs = Scr X Fa X Na			1,65	
S1s = Sir X Fv X Nv			0,9	
Nivel mínimo de proteccion sísmica				
Probabilidad de exceder				
sismo de diseño en 50 años			5%	NSE 2 Tabla 4-1
Factor de escala Kd				
Sismo	Sismo Ordinario		0.80	NSE 2 4.3.4.1
Espectro calibrado a nivel de diseño requerido				
Scd = Kd X Scs			1,32	
S1d = Kd X S1s			0,72	
Aceleracion máxima del suelo				
AMSd = 0.40 X Scd			0,5280	
Componente vertical sismo de diseño				
Svd = 0.15 X Scd			0,198	
Periodo Ta	Dirección X	0,0954	segundos	$Ta=Kt(hn)^{\wedge}x$
Periodo Ta	Dirección Y	0,0954	segundos	2.1.4
Periodo de transicion Ts= S1d/Scd			0,5455	segundos
Ordenadas Espectales				
Sa (T) = Scd si T ≤ Ts			1,3200	Aplica
Sa (T) = S1d/T si T > Ts			7,5469	No aplica
Método de carga estática equivalente				
Factor de reduccion de respuesta sísmica (R)			8	NSE 3 tabla 1-1
Coeficiente sísmico al limite de cedencia				
Cs = Sa(T)/R			0,16500	
Cs ≥ 0.044 Scd			0,05808	
Cs ≥ 0.75KdS1r / R			0,04500	
Ws			8,072	Toneladas
vb = CsWs			1,33	Toneladas

Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto la aceleración máxima del suelo A : 0.5280

La fuerza de sismo estará aplicada a una altura de $H/2$ según AASHTO LRFD 2010 A.11.11.1.1.

El coeficiente de presión activa sísmica del terreno es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Donde

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0°

β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

ϕ = ángulo de fricción interna del relleno = 30°

K_{AE} = coeficiente de presión activa sísmica del terreno

i = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

H = altura del muro = 6 m

γ_t = peso unitario del suelo = $1\,600\text{ kg/m}^3$

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal = 0,5280

K_h = coeficiente de aceleración horizontal = $0,5^a = 0,5 \times 0,5280 = 0,264$

K_v = coeficiente de aceleración vertical = 0

K_a = coeficiente de empuje activo = 0,296 (para esto es necesario hacer las siguientes operaciones.)

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi)}{\Gamma[\text{sen}^2\theta\text{sen}(\theta - \delta)]}$$

Donde

θ = ángulo de fricción interna del relleno = 30 °

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 25 ° (ver tabla VIII)

β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

ϕ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90 °

K_a = coeficiente de empuje activo

i = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0

Tabla XX. **Ángulo de fricción entre diferentes materiales**

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coeficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		

Fuente: U.S. Department of the Navy.

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(90^\circ+25^\circ)\text{sen}(90^\circ-0^\circ)}{\text{sen}(30^\circ-25^\circ)\text{sen}(30^\circ+0^\circ)}} \right]^2 = 2,796$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(30^\circ + 90^\circ)}{\Gamma[\text{sen}^2 30^\circ * \text{sen}(30^\circ - 25^\circ)]} = 0,296$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) = \arctan\left(\frac{0,264}{1 - 0}\right) = 14,79^\circ$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 14,79^\circ)}{\cos 14,79^\circ * \cos^2 0 * \cos(14,79^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30)\text{sen}(30^\circ)}{\cos(14,79^\circ)\cos(0)}}\right]^2}$$

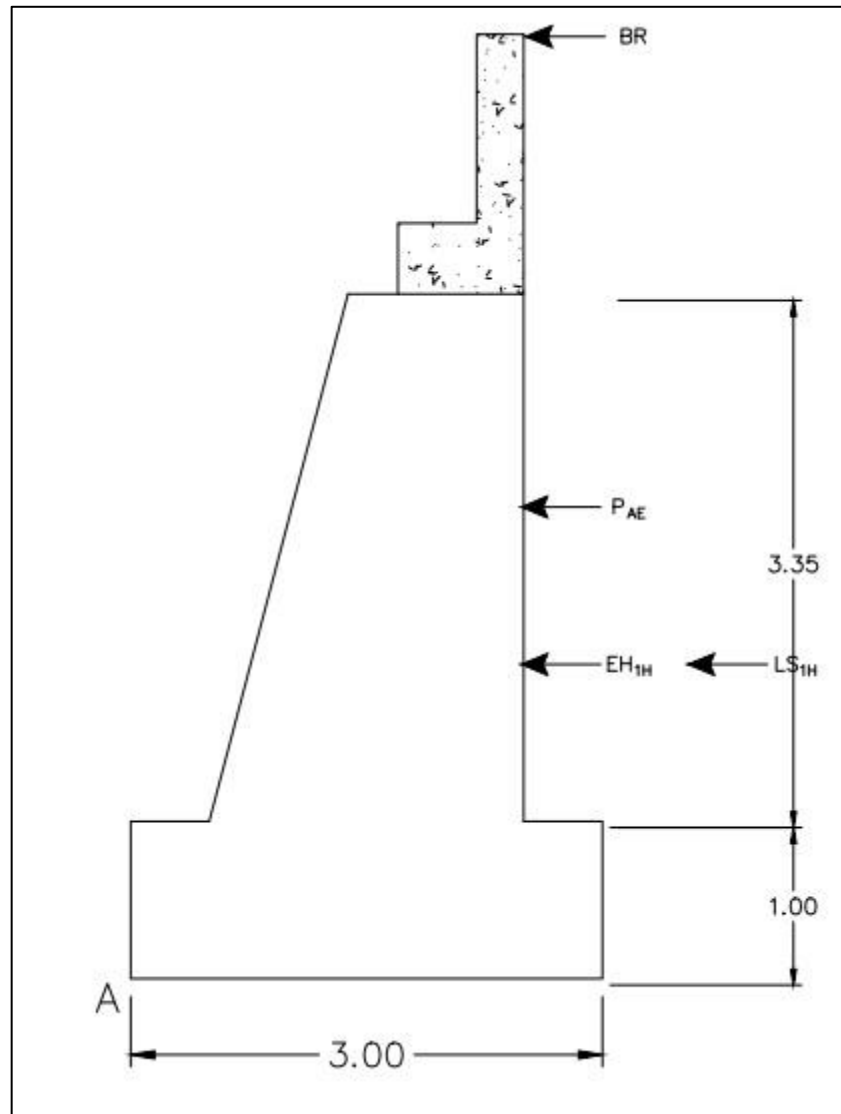
$$K_{AE} = 0,469$$

La fuerza de acción sísmica es:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 (K_{AE} - K_a)$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * 1\,600 * 6^2 (0,469 - 0,296) = 4\,982,40 \text{ kg}$$

Figura 42. **Fuerzas horizontales en estribo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2012.

BR = carga de frenado

P_{AE} = fuerza de acción sísmica

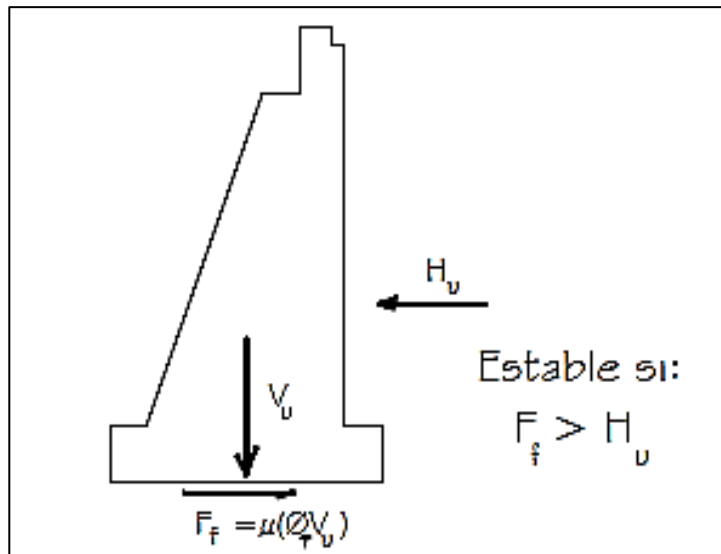
EH_{1H} = presión del suelo

LS_{1H} = sobrecarga por carga viva

3.6.12. Revisión por deslizamiento

Para revisar el deslizamiento en la base del muro se usarán las especificaciones de AASHTO LRFD 2010 de la sección 10.6, donde las fuerzas que actúan horizontalmente no deben ser mayores a la fuerza de fricción producida por las cargas verticales.

Figura 43. Revisión por deslizamiento



Fuente: RODRÍGUEZ SERQUEN, Arturo. *Puentes*. p. 22.

Tabla XXI. Factores de resistencia para cimentaciones

Sliding	ϕ_r	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cast-in-Place Concrete on sand	0.80
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	ϕ_{sp}	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

Fuente: AASHTO LRFD 10.5.5.2.2-1.p. 39.

Donde

H_u = fuerzas horizontales actuantes

V_u = fuerzas verticales actuantes

$\mu = \tan \delta$ para concreto vaciado directamente al suelo (AASHTO 10.6.3.4-2)

δ = ángulo de fricción entre la base del cimiento y el suelo = 28°

ϕ_τ = factor de resistencia = 0,80 (tabla XIV)

Para la revisión en la combinación de resistencia 1, las fuerzas verticales serán disminuidas por un factor de 0,9, las fuerzas horizontales serán mayoradas por un factor de 1,5 y la fuerza de frenado será mayorada por un factor de 1,75. Para la combinación de evento extremo 1, la fuerza de frenado, empuje de suelo y de sismo tendrán un multiplicador de 1.

Para el chequeo de estabilidad volteo y deslizamiento, se observan las figuras 39, 40 y 41, las cargas actuantes, se utilizarán los factores γ máximos para las cargas horizontales que generen volteo alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH, LS, WS, BR, CR + SH + TU) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generen estabilidad (DC, DW, EV, LL + IM) para de esta manera maximizar las condiciones críticas en la estructura. Estos casos serán denominados caso 1, 2 y 3, respectivamente.

- Caso 1. Muro sin superestructura

$$H_u = 1,5 \times (EH_{1H} + LS_{1H}) = 10\,044 \text{ kg}$$

$$F_f = \tan 28^\circ \times 0,8 \times (0,9 \times D_c + LS_{1v} + LS_{2v} + EH_{1v}) = 10\,050 \text{ kg}$$

$10\,050 \text{ kg} > 10\,044 \text{ kg}$

$$F_f > H_u \text{ (cumple)}$$

- Caso 2. Muro con superestructura combinación resistencia 1

$$H_u = 1,5 \times (EH_{1H} + LS_{H1}) + 1,75 \times BR = 12\,465 \text{ kg}$$

$$F_f = \tan 28^\circ \times 0,8 \times (0,9 \times (D_c + P_{DC} + P_{LL}) + LS_{1v} + LS_{2v} + EH_{1v})$$

$$F_f = 15\,316 \text{ kg}$$

$$15,316 \text{ kg} > 12,465 \text{ kg}$$

$$F_f > H_u \text{ (cumple)}$$

- Caso 3. Muro con superestructura combinación evento extremo 1

$$H_u = 1,0 \times (EH_{1H} + LS_{H1}) + 1,0 \times BR + 1,0 \times P_{AE} = 15\,049 \text{ kg}$$

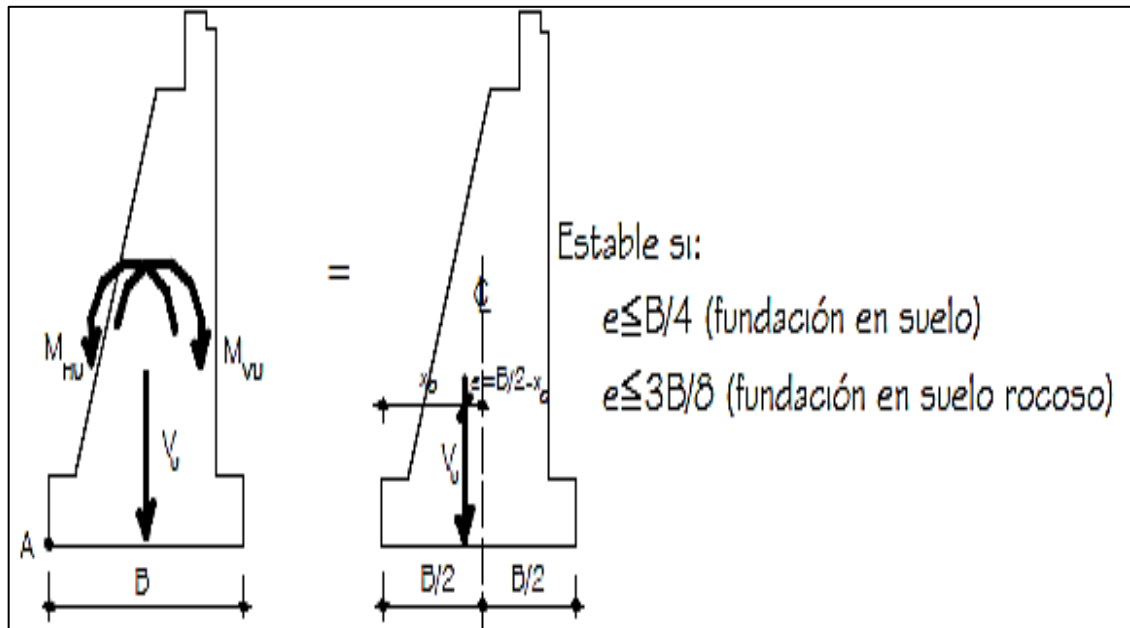
$$F_f = \tan 28^\circ \times 0,8 \times (0,9 \times (D_c + P_{DC} + P_{LL}) + LS_{1v} + LS_{2v} + EH_{1v})$$

$$F_f = 15,316 \text{ kg}$$

$$15\,316 \text{ kg} > 15\,049 \text{ kg}$$

$$F_f > H_u \text{ (cumple)}$$

Figura 41. **Revisión por volteo**



Fuente: RODRÍGUEZ SERQUEN, Arturo. *Puentes*. p. 22.

3.6.13. Revisión por volteo

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Se revisará la combinación de resistencia 1 y la combinación de evento extremo 1. Los factores para mayorar o reducir las fuerzas, serán los mismos que en la revisión por deslizamiento.

$$x_o = \frac{\Sigma M_{vu} - \Sigma M_{hu}}{\Sigma V_u}$$

$$e = \left(\frac{B}{2} - x_o \right)$$

Donde

B = base del estribo

M_{vu} = momento producido por fuerzas verticales

M_{Hu} = momento producido por fuerzas horizontales

v_u = fuerza vertical

e = excentricidad

e_{max} = excentricidad máxima $B/4$ para resistencia 1 AASHTO 11.6.3

e_{max} = excentricidad máxima $2B/5$ para evento extremo 1 AASHTO 11.6.5

Tabla XXII. **Momentos en muro sin superestructura**

Tipo	V_u (kg)	Factor	Brazo (m)	Momento (kg.m)
DC₁	7 500,00	0,9	1,50	10 125,00
DC₂	4 675,00	0,9	1,17	4 908,75
DC₃	4 675,00	0,9	1,75	7 363,13
DC₄	6 250,00	0,9	2,25	12 656,25
LS_{2v}	480,00	1	2,75	1 320,00
EH_{1v}	2 402,00	1	3,00	7 206,00
LS_{1v}	721,00	1	3,00	2 163,00
Σ =	26 703,00			45 742,13
EH_{1H}	5 151,00	1,5	2,00	15 453,00
LS_{H1}	1 545,00	1,5	2,00	4 635,00
Σ =				20 088,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. **Momentos en muro resistencia 1**

Tipo	V _u (kg)	Factor	Brazo (m)	Momento (kg.m)
DC ₁	7 500,00	0,9	1,50	10 125,00
DC ₂	4 675,00	0,9	1,17	4 908,75
DC ₃	4 675,00	0,9	1,75	7 363,13
DC ₄	6 250,00	0,9	2,25	12 656,25
P _{DC}	7 075,70	0,9	1,75	11 144,23
P _{LL}	5 828,00	0,9	1,75	9 179,10
LS _{2v}	480,00	1	2,75	1 320,00
EH _{1v}	2 402,00	1	3,00	7 206,00
LS _{1v}	721,00	1	3,00	2 163,00
Σ =	39 606,70			66 065,45
EH _{1H}	5 151,00	1,5	2,00	15 453,00
LS _{H1}	1 545,00	1,5	2,00	4 635,00
Br	1 383,33	1	6,00	8 299,98
Σ =				28 387,98

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. **Momentos en muro evento extremo 1**

Tipo	V _u (kg)	Factor	Brazo (m)	Momento (kg.m)
DC ₁	7 500,00	0,9	1,50	10 125,00
DC ₂	4 675,00	0,9	1,17	4 908,75
DC ₃	4 675,00	0,9	1,75	7 363,13
DC ₄	6 250,00	0,9	2,25	12 656,25
P _{DC}	7 075,70	0,9	1,75	11 144,23
P _{LL}	5 828,00	0,9	1,75	9 179,10
LS _{2v}	480,00	1	2,75	1 320,00
EH _{1v}	2 402,00	1	3,00	7 206,00
LS _{1v}	721,00	1	3,00	2 163,00
Σ =	39 606,70			66 065,45
EH _{1H}	5 151,00	1	2,00	10 302,00
LS _{H1}	1 545,00	1	2,00	3 090,00
P _{AE}	6 969,60	1	3,00	20 908,80
Br	1 383,33	1	6,00	8 299,98
Σ =				42 600,78

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Revisión por volteo**

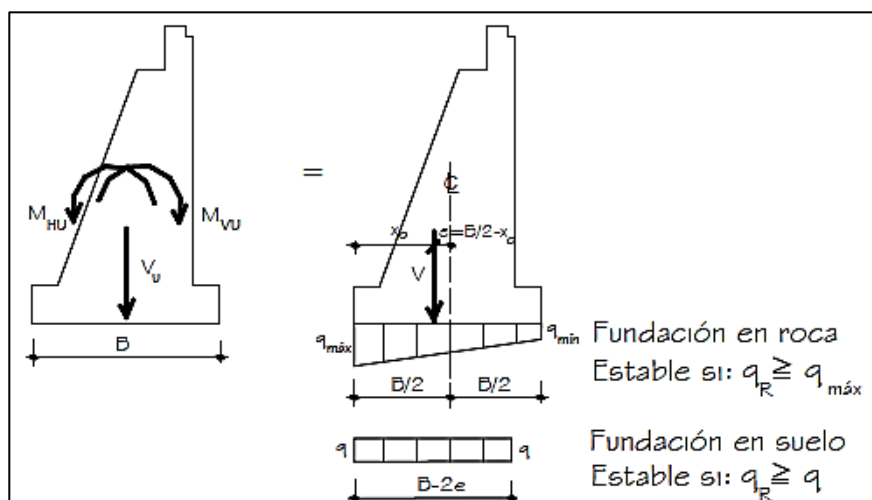
Estado	$V_u(\text{kg})$	ΣM_{vu}	ΣM_{hu}	X_o	e	e_{\max}	si $e < e_{\max}$ OK $e > e_{\max}$ No Chequea
Sin superestructura	26,703.00	45,742.13	20,088.00	0.96	0.54	0.75	OK
Resistencia 1	36,606.70	66,065.45	28,387.98	0.95	0.55	0.75	OK
Evento extremo 1	39,606.70	66,065.45	42,600.78	0.59	0.91	0.20	OK

Fuente: elaboración propia.

3.6.14. Revisión por presión

La presión ejercida por la estructura debe ser menor, comparada con la capacidad portante del terreno, según tabla 3.4.1-2 de AASHTO LRFD 2010, se usara un factor de 1,25 para el peso de la estructura, 1,35 para la presión vertical del suelo y 1,50 para la presión horizontal del suelo.

Figura 44. **Presiones actuantes en la base del estribo**



Fuente: RODRÍGUEZ SERQUEN, Arturo. *Puentes*. p. 23.

Asimismo, con el fin de evaluar la condición crítica se evaluará únicamente la combinación de resistencia 1 y se tomará en cuenta la carga producida por la carga viva del camión de diseño y la carga de carril, afectadas por un valor de 1,75, según tabla 3.4.1-1 de AASHTO LRFD 2010.

$$x_o = \frac{\Sigma M_{vu} - \Sigma M_{hu}}{\Sigma V_u}$$

$$e = \left(\frac{B}{2} - x_o \right)$$

$$q = \frac{V_u}{B - 2e}$$

Donde

B = base del estribo

M_{vu} = momento producido por fuerzas verticales

M_{Hu} = momento producido por fuerzas horizontales

v_u = fuerza vertical

e = excentricidad

q = presión actuante, debe ser menor a la capacidad soporte V_s

V_s = capacidad soporte de diseño del suelo = $17,64 \text{ T/m}^2 = 1,764 \text{ kg/cm}^2$

Tabla XXVI. **Momentos en estribo**

Tipo	V _u (kg)	Factor	Brazo (m)	Momento (kg.m)
DC ₁	7 500,00	1,25	1,50	14 062,50
DC ₂	4 675,00	1,25	1,17	6 817,71
DC ₃	4 675,00	1,25	1,75	10 226,56
DC ₄	6 250,00	1,25	2,25	17 578,13
P _{DC}	7 075,70	1,25	1,75	15 478,09
LS _{2v}	480,00	1,35	2,75	1 782,00
EH _{1v}	2 402,00	1,35	3,00	9 728,10
LS _{1v}	721,00	1,35	3,00	2 920,05
P _{LL}	5 828,00	1,75	1,75	17 848,25
Σ =	39 606,70			96 441,39
EH _{1H}	5 151,00	1,5	2,00	15 453,00
LS _{H1}	1 545,00	1,5	2,00	4 635,00
Σ =				20 088,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Revisión por presión**

Estado	V _u (kg)	ΣM _{vu}	ΣM _{hu}	x _o	e	q (kg/cm ²)
Resistencia 1	39 606,70	96 441,39	20 088,00	1,93	-0,43	1,03

Fuente: elaboración propia.

$$q = 1,030 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2 V_s} = 1\,764 \text{ kg/cm}^2$$

$$q < V_s \text{ (cumple)}$$

El estribo propuesto cumple con requerimientos de código los cuales son deslizamiento, volteo y presión, por tanto las dimensiones propuestas son válidas.

3.7. Elaboración de presupuesto

A continuación se presenta la tabla XXVIII donde se describe el presupuesto a utilizar para el proyecto.

Tabla XXVIII. Resumen presupuesto de puente vehicular

No.	CUADRO DE RENGLONES Y CANTIDADES DE TRABAJO	Unidad	Cantidad	Precio	Precio
		Medida	Contratada	Unitario	Total
1	MOVIMIENTO DE TIERRA Y TOPOGRAFIA				
1,1	Replanteo topográfico	Global	1	Q6 000,00	Q6 000,00
1,2	Excavación	M3	90,00	Q 150,00	Q13 500,00
2	ESTRIBO + ALETON				
2,1	Concreto ciclópeo	M3	225,50	Q1 235,00	Q278 492,50
3	CORTINA Y VIGA DE APOYO				
3,1	Armado y fundición de cortinas y vigas de apoyo(incluye: carpintería + obra falsa)	ML	10,00	Q1 160,00	Q11 600,00
4	VIGAS				
4,1	Armado y fundición de vigas de 050*0.95*15(incluye: carpintería + obra falsa)	ML	30,00	Q 2 901.44	Q87 043,20
5	DIAFRAGMA EXTERNO				
5,1	Armado y fundición de 0.30*0.35(Incluye: carpintería + obra falsa)	ML	8,40	Q 934,95	Q7 853,58
6	DIAFRAGMA INTERNO				
6,1	Armado y fundición de 0.30*0.35(Incluye: carpintería + obra falsa)	ML	4,20	Q 820,58	Q3 446,44
7	LOSA DE CONCRETO ARMADO				
7,1	Armado y fundición de concreto	M2	79,50	Q1 161,23	Q92 317,79
8	BARANDA PEATONAL				
8,1	Armado, fundición y colocación de tubos longitudinal mente.	ML	30,00	Q 250,00	Q7 500,00
9	APOYOS ELASTOMERICOS				
9,1	Neopreno, apoyo y junta	GLOBAL	1,00	Q22 000,00	Q22 000,00
10	RELLENO				
10,1	Relleno contralado	M3	86,00	Q 150,00	Q12 900,00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q542 653,51

Costo por metro lineal= Q 36 176,90 / ml

Fuente: elaboración propia.

3.8. Elaboración de planos

Los planos que fueron elaborados para este proyecto son los que se consideran mínimos para la correcta ejecución del mismo. Se encuentran en anexos y se listan a continuación:

- Ubicación y localización
- Planta
- Planta y perfil
- Detalles estructurales
- Estribo y aletón

3.9. Cronograma de ejecución

A continuación se elabora un cronograma para la ejecución de las actividades.

Tabla XXIX. Cronograma de puente vehicular

No.	CUADRO DE RENGLONES Y CANTIDADES DE TRABAJO	Unidad	Cantidad	1 Mes				2 Mes				3 Mes				4 Mes			
		Medida	Contratada																
1	MOVIMIENTO DE TIERRA Y TOPOGRAFIA																		
1,1	Replanteo topográfico	Global	1,00																
1,2	Excavación	M3	90,00																
2	ESTRIBO + ALETON																		
2,1	Concreto ciclópeo	M3	225,50																
3	CORTINA Y VIGA DE APOYO																		
3,1	Armado , fundición de vigas de apoyo y cortinas (Incluye: carpintería + obra falsa)	ML	10,00																
4	VIGAS																		
4,1	Armado y fundición de vigas de 0.50*0.95*15(Incluye: carpintería + obra falsa)	ML	30,00																
5	DIAFRAGMA EXTERNO																		
5,1	Armado y fundición de 0.30*0.35(Incluye: carpintería + obra falsa)	ML	8,40																
6	DIAFRAGMA INTERNO																		
6,1	Armado y fundición de 0.30*0.35(Incluye: carpintería + obra falsa)	ML	4,20																
7	LOSA DE CONCRETO ARMADO																		
7,1	Armado y fundición de concreto	M2	79,50																
8	BARANDA PEATONAL																		
8,1	Armado, función y colocación de tubos longitudinal mente.	ML	30,00																
9	APOYOS ELASTOMERICOS																		
9,1	Neopreno, apoyo y junta	GLOBAL	1,00																
10	RELLENO																		
10,1	Relleno controlado	M3	86,00																

Fuente: elaboración propia.

3.10. Evaluación de impacto ambiental

De acuerdo con el listado taxativo de proyectos, obras industriales o actividades del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, la construcción de puentes se encuentra en la división número 4 520 y por tanto se clasifica como

B-1, con lo cual el proyecto es catalogado como de moderado a alto impacto ambiental.

Debe realizar una evaluación de impacto inicial, como estudio preliminar, y luego una evaluación de impacto ambiental, con la finalidad de realizar un análisis a profundidad, los efectos sobre el ambiente que ejercerá el proyecto.

En este trabajo únicamente se realizará un EIA inicial, ya que una evaluación de impacto ambiental, requiere de un profesional especializado en la rama para ser válida.

- Información general
 - Nombre del proyecto: diseño de puente vehicular, zona 2 finca Las Brisas, aldea Lo De Diéguez, Fraijanes, Guatemala.
 - Vida útil del proyecto: 50 años.
 - Área o situación legal donde se ubicará el proyecto: estará ubicado sobre el cauce del río Diéguez y ocupará parte de la carretera, la cual es un camino vecinal.
 - Superficie estimada del proyecto: 130 m².
 - Colindancias y actividades que desarrollan en el predio: residencias particulares y cultivo de hortalizas.
 - Trabajos necesarios para la preparación del terreno: excavación, construcción y relleno estructural.

- Vías de acceso: RN-13 y calle interna de la aldea.
- Influencia del proyecto
 - Fuente de suministro y requerimiento de energía y combustible a utilizar: no se utilizará energía eléctrica, únicamente el combustible para la maquinaria.
 - Fuentes de suministro de agua y sus requerimientos de agua cruda o potable: el agua que se utilice será tomada directamente del río.
 - Recursos naturales que serán aprovechados en las diferentes etapas: se utilizará piedra bola y arena para la construcción de la estructura.
 - Indicar cada sustancia o material que será utilizado en el proceso: se utilizará piedra bola, piedrín, arena, cemento, cal, acero, madera, pintura y agua.
- Control ambiental
 - Residuos y contaminantes que serán generados (en cantidades y contenidos): únicamente material suelo producto de la excavación.
 - Emisiones a la atmósfera (gases, humo, entre otros): una pequeña cantidad, producida por la maquinaria a utilizar.

- Desechos sólidos (qué clase de basura): los únicos desechos sólidos serán las bolsas de cemento y sobrantes de otros materiales, tales como madera, acero, entre otros, los que serán llevados a un lugar autorizado para su depósito.
- Ruidos o vibraciones: únicamente durante la construcción, producto de maquinaria pesada, alrededor de 4 meses.
- Contaminación visual: durante la fase de construcción debido al movimiento de tierras.
- Plan de mitigación
 - Los trabajos deben ser realizados en época seca y se debe proveer de muros tipo gavión a la par de los estribos, para prevenir deslaves del relleno estructural.
 - Inmediatamente después de terminar cualquier fase del proyecto, retirar del área de trabajo el material sobrante del proyecto ejecutado.
 - Dotar al personal encargado de la construcción, del equipo adecuado como cascos, botas, guantes, entre otros, para evitar accidentes.

CONCLUSIONES

1. Los proyectos diseñados son técnica y económicamente factibles para la municipalidad, además los costos de cada proyecto son razonables, por lo que contribuirán con el desarrollo de la aldea y caserío del municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala.
2. De acuerdo a las necesidades de cada comunidad, los diseños elaborados están sujetos a especificaciones, normas y análisis usados en la construcción de puentes (AASHTO), así como guías para conducción y manejo del agua potable.
3. El mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable solventará la falta de este servicio básico a la población, mejorando así la calidad de vida de la comunidad.
4. El puente vehicular en la aldea Lo De Diéguez dará un paso seguro durante todo su periodo de vida útil de 50 años, mejorando la comunicación, el comercio y la accesibilidad con las aldeas vecinas y pudiendo servir como una vía alterna en caso de mantenimiento en los otros accesos.
5. Se otorgó a la municipalidad el diseño de los proyectos con memoria de cálculo, pruebas de laboratorio, presupuesto y planos con la finalidad que se tenga todo lo necesario para la ejecución.

6. Dado que la municipalidad tiene la capacidad para desarrollar los diseños proporcionados se contará con mano de obra calificada para su ejecución y para los trabajos de limpieza posterior a la ejecución.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Fraijanes, Guatemala:

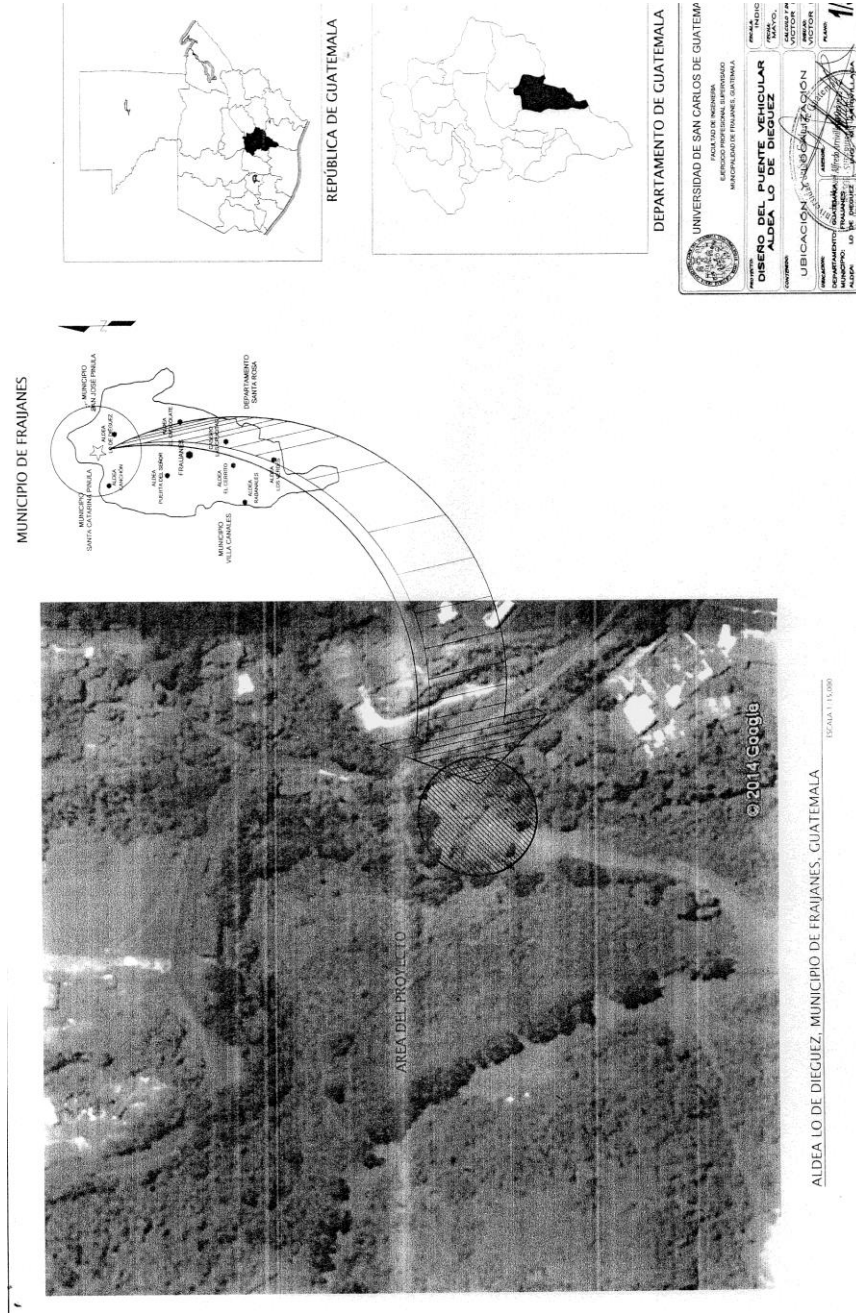
1. Controlar y monitorear la calidad del agua del caserío Las Crucitas, para que se encuentre exenta de patógenos y sustancias tóxicas para el consumo humano, mediante la realización de un adecuado proceso de desinfección.
2. La tubería PVC debe mantenerse permanentemente enterrada, para evitar su deterioro al estar descubierta a las altas temperaturas.
3. Para evitar erosión en el relleno estructural del puente vehicular, se debe implementar un drenaje para conducir la escorrentía que en la actualidad corre de manera superficial en la carretera.
4. Garantizar una supervisión técnica en la construcción de los proyectos de infraestructura, respetando las dimensiones de los elementos, combinaciones de carga, espesores mínimos de recubrimiento y de resistencia del concreto a elaborar, para que se cumplan con las especificaciones contenidas en los proyectos.
5. Realizar reuniones breves con los trabajadores de la obra, COCODE, Comités y Consejo Municipal para fomentar la práctica de tomar medidas ambientales, así como de mantenimiento de la infraestructura a construir, al inicio de cada uno de los frentes de trabajo.

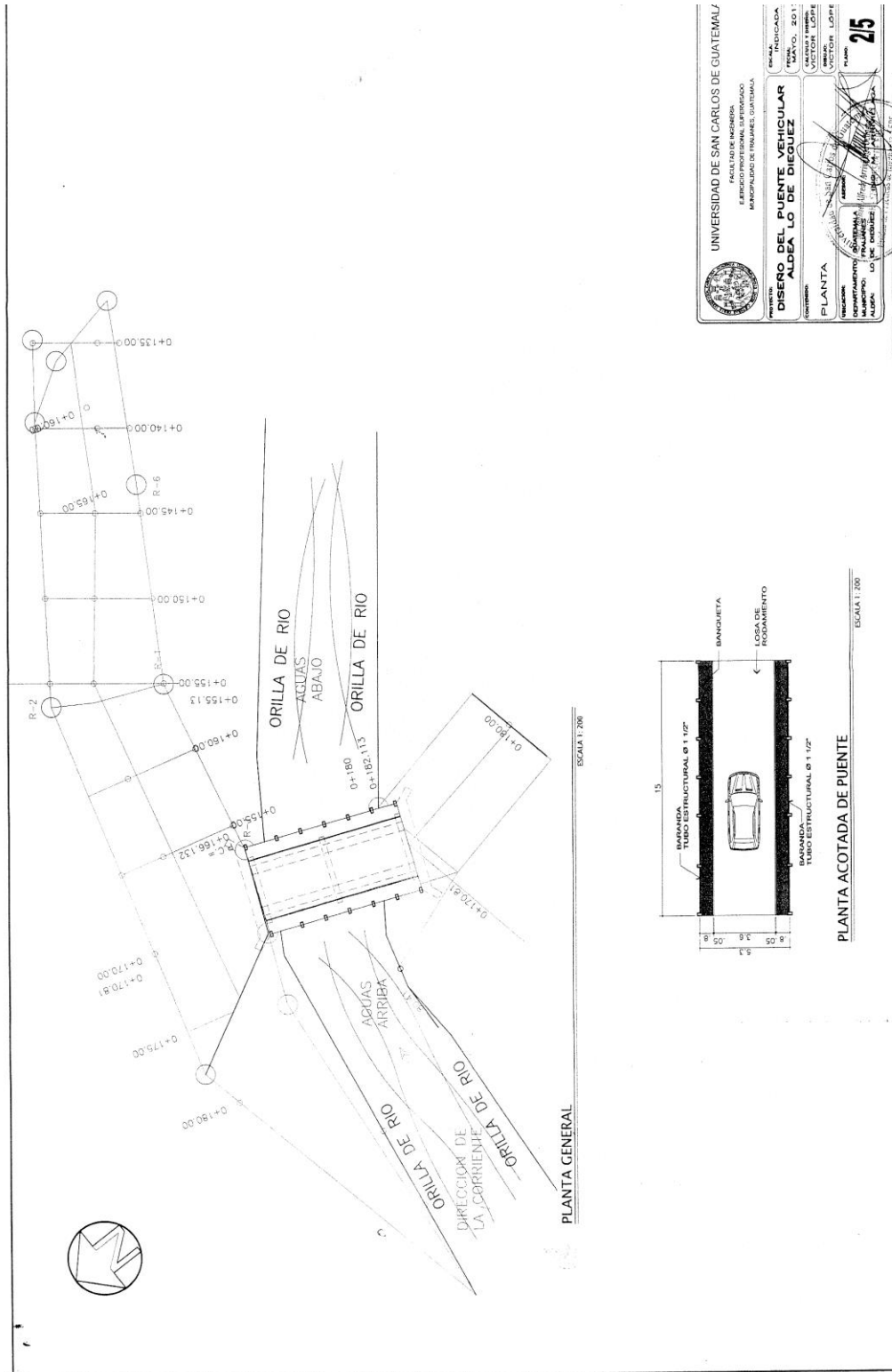
BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 5a ed., Washington DC, Estados Unidos de América: AASHTO, 2010. 1,635 p. ISBN: 978-1-56051-451-0.
2. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08)*. Michigan, Estados Unidos de América: ACI, 2008. 518 p. ISBN: 978-0-87031-274-8.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 337 p.
4. ————. *Normas para el diseño y construcción de puentes*. Guatemala: AGIES, 2013. 70 p.
5. Instituto de Fomento Municipal. *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano*. Guatemala: INFOM, 2011. 64 p.
6. NIJ PATZAN, Jeser Esaú de Jesús. *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2009. 432 p.

7. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 2001. 738 p. ISBN: 958-600-953-X.
8. RODRÍGUEZ SERQUEN, Arturo. *Puentes con AASHTO-LRFD 2010*. 5a ed. Perú: 2012, 336 p.

APÉNDICES





SUPER ESTRUCTURA

VIGA PRINCIPAL

BARANDA PEATONAL

DETALLE DE LOSA - BANQUETA Y BARANDA

SECCION VIGA PRINCIPAL

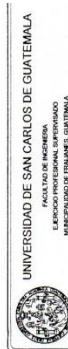
VIGA DE APOYO

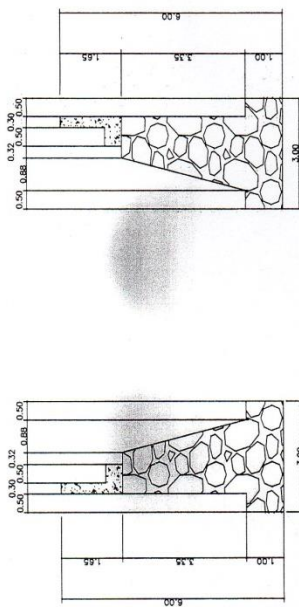
SECCION DIAFRAGMA INTERIOR

SECTION

SECCION DIAFRAGMA EXTERIOR

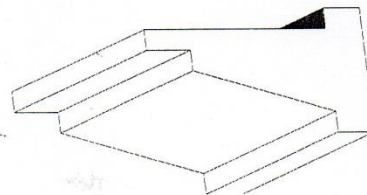
DIAFRAGMA EXTERIOR

[illegible]



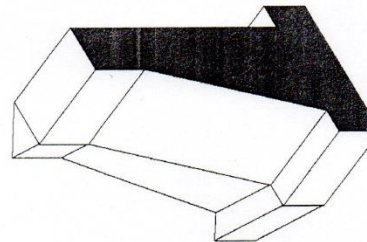
PERFIL DE ESTRIBOS Y VIGAS DE APOYO

ESCALA 1:200



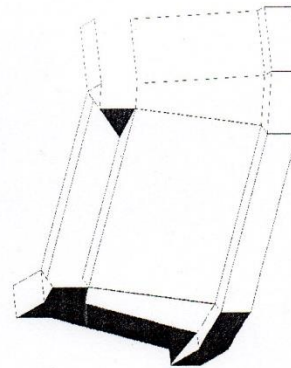
ISOMETRICO DE ESTRIBO

5/8



ISOMETRICO DE ALETON

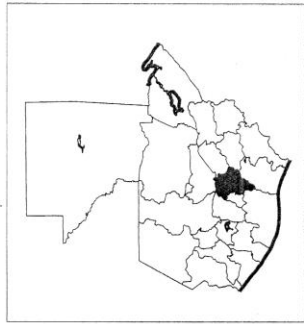
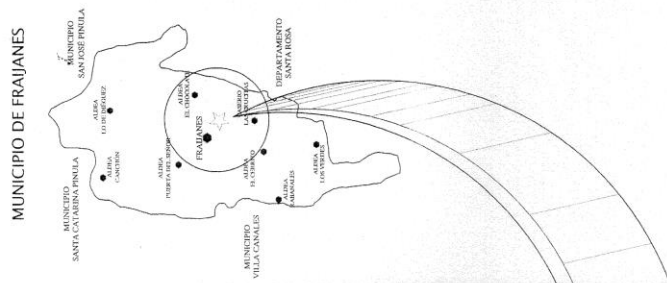
5/8



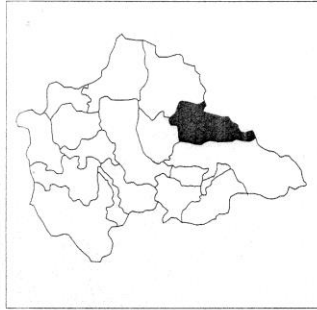
ISOMETRICO DE ESTRIBO Y ALETON

5/8

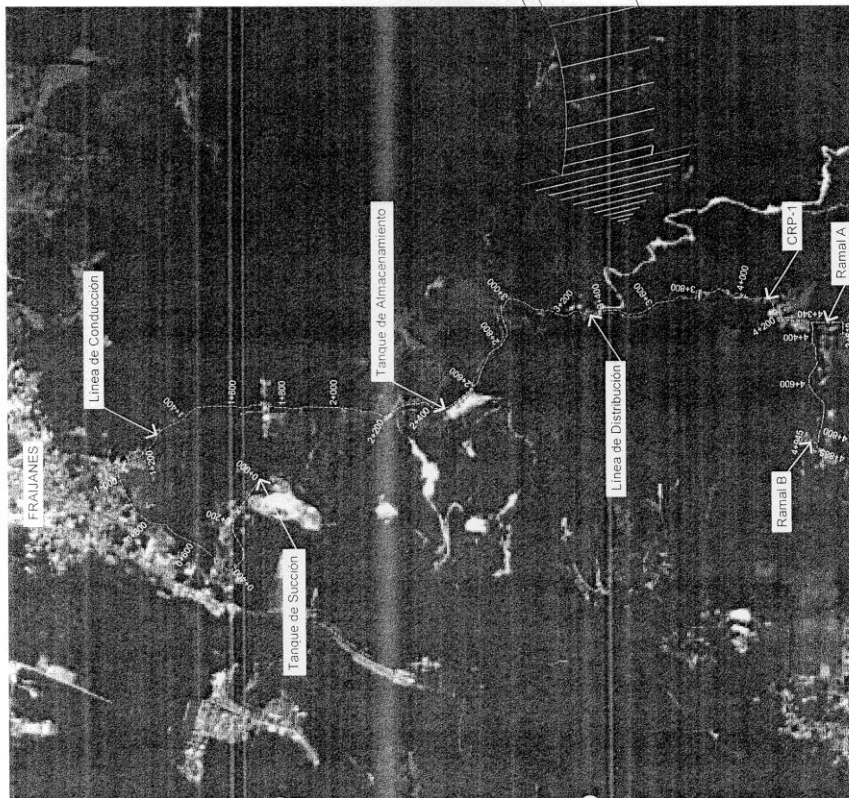
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL MUNICIPALIDAD DE FRAMILES, GUATEMALA	
TITULO DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR ALDEA LO DE DIEGUEZ	FECHA MARZO, 2017	AUTORIA LUIS LÓPEZ	PÁGINA 5/5
DETALLE DE ESTRIBO		DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL MUNICIPALIDAD DE FRAMILES, GUATEMALA	



REPÚBLICA DE GUATEMALA



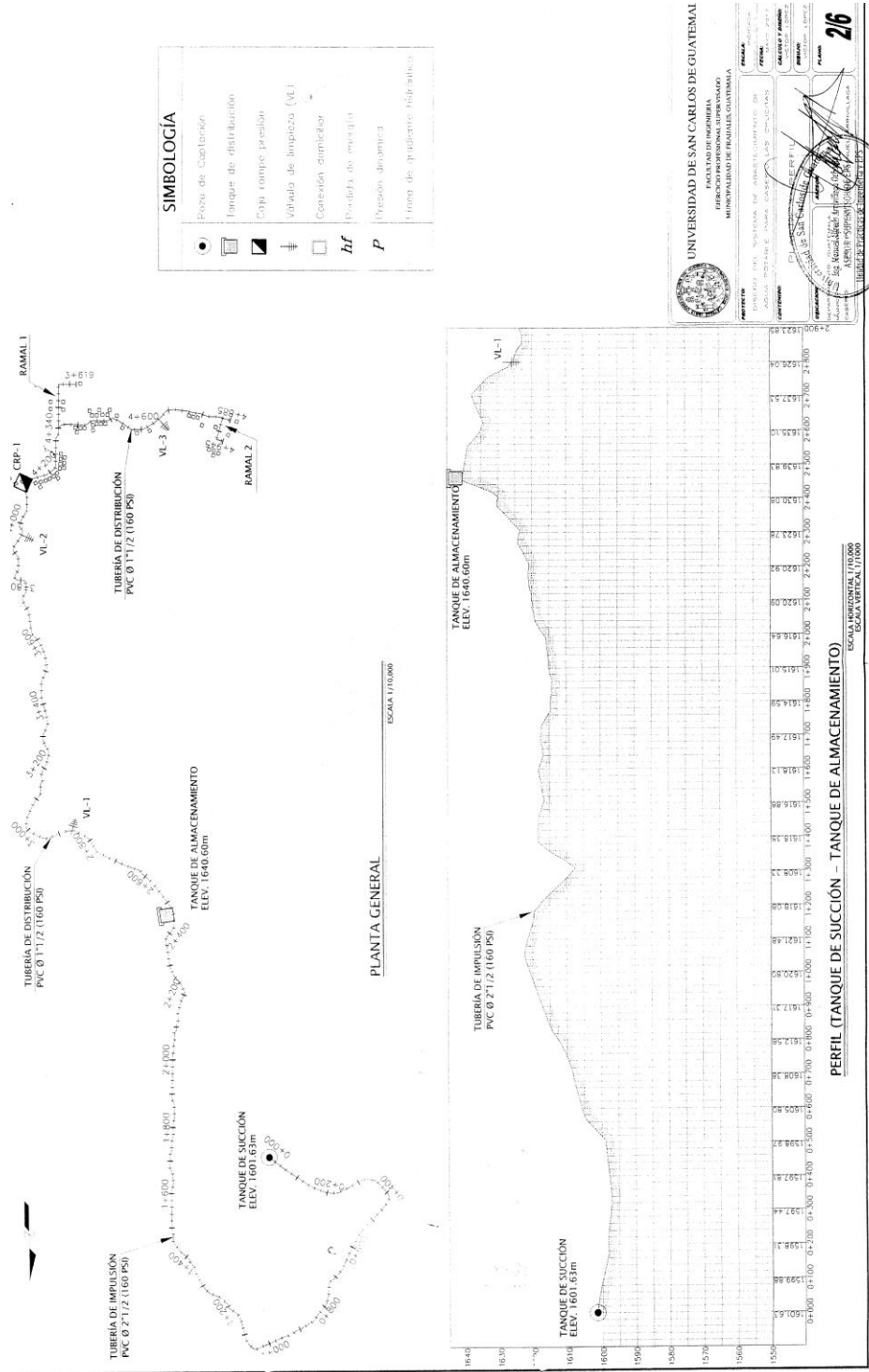
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

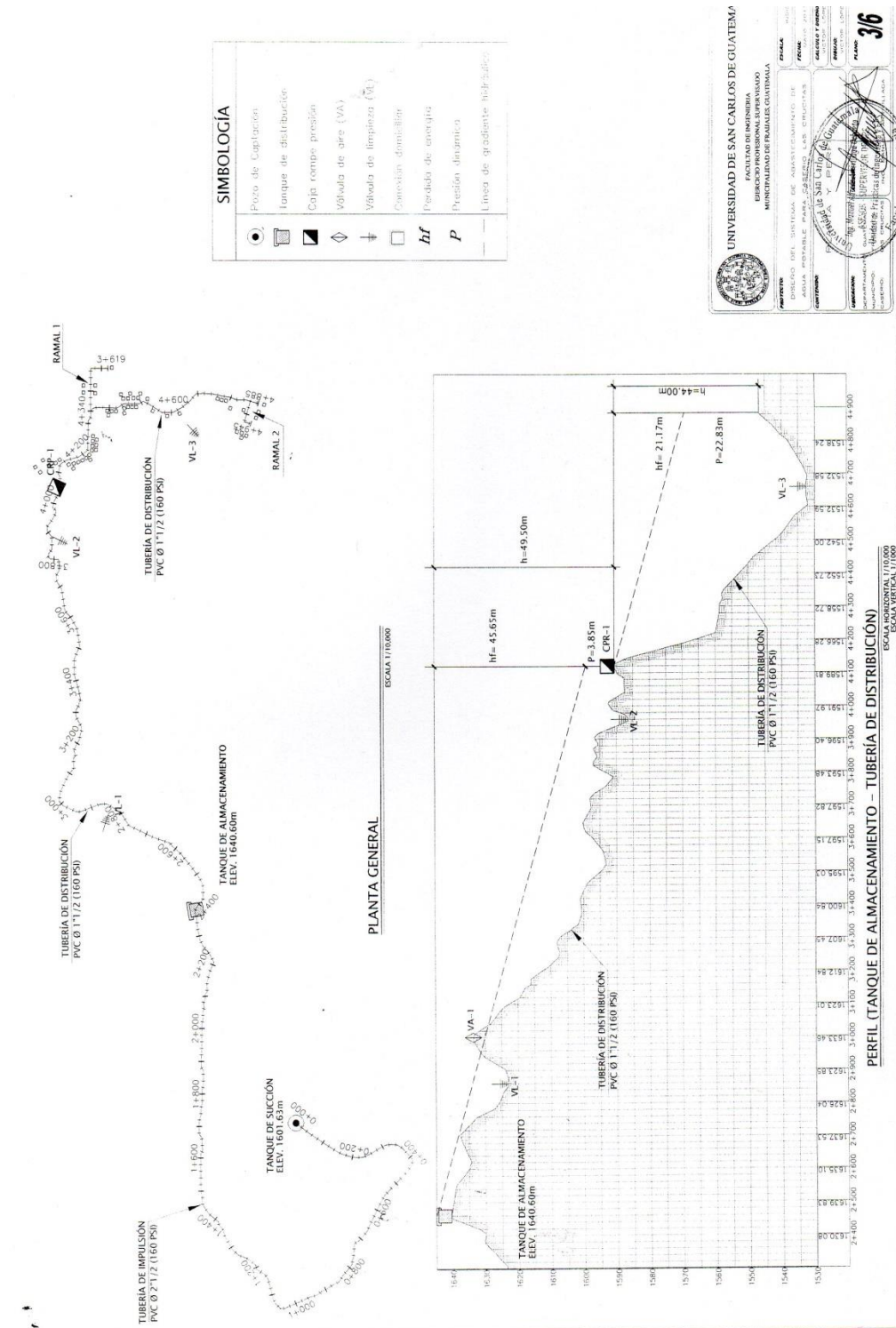


ALDEA LAS CRUCITAS, MUNICIPIO DE FRAIJANES, GUATEMALA

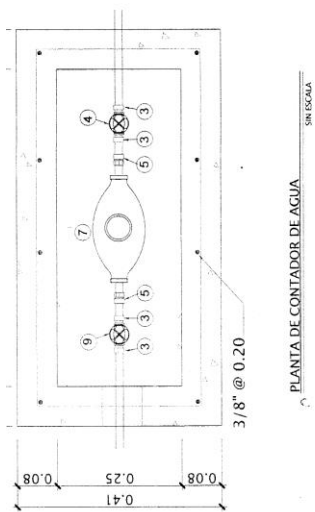
ESCALA 1:15,000

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA DIRECCIÓN PROFESIONAL DE PRÁCTICAS MUNICIPALIDAD DE FRAIJANES, GUATEMALA</p>	
<p>PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA CASERIO LAS CRUCITAS</p>	<p>FECHA: MARZO 2014</p>
<p>UBICACIÓN: MUNICIPIO DE FRAIJANES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA</p>	<p>PROFESOR: [Firma]</p>
<p>ESTUDIANTE: [Firma]</p>	<p>PÁGINA: 1/6</p>



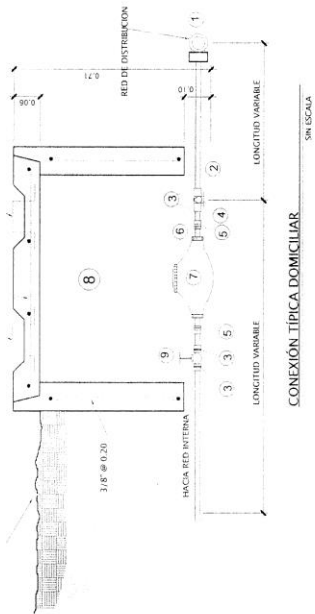


[illegible]



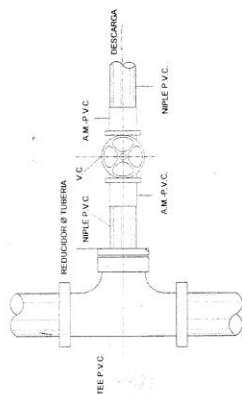
PLANTA DE CONTADOR DE AGUA

SIN ESCALA



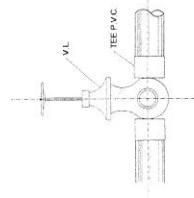
CONEXION TÍPICA DOMICILIAR

SIN ESCALA



PLANTA VÁLVULA DE LIMPIEZA

SIN ESCALA



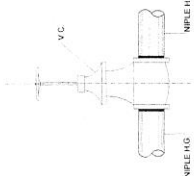
ELEVACION VÁLVULA DE LIMPIEZA

SIN ESCALA



PLANTA VÁLVULA DE COMPUERTA

SIN ESCALA



ELEVACION VÁLVULA DE COMPUERTA

SIN ESCALA

1. TUBERÍA DE 1/2\"/>

REFERENCIA DE MATERIALES


1. TEE REDUCTORA P.V.C. 1/2\"/>

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MINISTERIO DE FOMENTO Y OBRAS PUBLICAS


PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUAS CÁLIDAS DE LA COMUNIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
AUTOR: INGENIERO DON CARLOS DOMINGUEZ
FECHA: 15/05/2018
PÁGINA: 6/6

ANEXOS

Anexo 1. Análisis físico químico sanitario



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



O.T. No. 35452

ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO

No. 4335
INT. No. 26669

INTERESADO: VICTOR ADOLFO LÓPEZ RAFAEL, CARNÉ No. 200515942		PROYECTO: EPS: "MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO MUNICIPAL HACIA CASERIO LAS CRUCITAS"	
RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>		DEPENDENCIA: <u>Facultad de Ingeniería/USAC</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <u>Municipio de Fraijanes (cabecera)</u>		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2015-10-15; 16 h 05 min.</u>	
FUENTE: <u>Pozo de Agua</u>		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2015-10-16; 11 h 10 min.</u>	
MUNICIPIO: <u>Fraijanes</u>		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO: <u>Guatemala</u>			

RESULTADOS

1. ASPECTO: <u>Clara</u>	4. OLOR: <u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) <u>15° C</u>
2. COLOR: <u>01,00 Unidades</u>	5. SABOR: <u>-----</u>	8. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA: <u>274,00 µmhos/cm</u>
3. TURBIEDAD: <u>00,78 UNT</u>	6. potencial de Hidrógeno (pH): <u>07,04 unidades</u>	9. SÓLIDOS DISUELTOS: <u>145,00 mg/L</u>

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,00	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07,50
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,001	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,50
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	08,00	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	07,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02
5. MANGANESO (Mn)	00,003	10. DUREZA TOTAL	116,00

HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	126,00	126,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

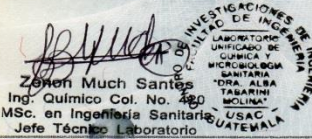
OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física: DUREZA en Límites Máximos Permisibles. Las demás determinaciones se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NTG 29 001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21ST EDITION 2 005, NORMAS COGUANOR- NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2015-11-04

Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Zelen Much Santes
Ing. Químico Col. No. 480
MSc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio

FACULTAD DE INGENIERÍA -USAC-


Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12

Teléfono director: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121


Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 2. Examen bacteriológico



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



O.T. No. 35 452

EXAMEN BACTERIOLOGICO

No. **4226**

INTERESADO <u>VICTOR ADOLFO LÓPEZ RAFAEL</u> <small>CARNE No. 200515942</small>		INF. No. A - 360459	
MUESTRA RECOLECTADA POR <u>Interesado</u>		PROYECTO: <u>EPS: "MEJORAMIENTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE DEL POZO MUNICIPAL HACIA CASERIO LAS CRUCITAS"</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DELA MUESTRA: <u>Municipio de Fraijanes (cabecera)</u>		DEPENDENCIA: <u>Facultad de Ingeniería/USAC</u>	
FUENTE: <u>Pozo de Agua</u>		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2015-10-15, 16 h05 min.</u>	
MUNICIPIO: <u>Fraijanes</u>		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2015-10-16, 11 h10 min.</u>	
DEPARTAMENTO: <u>Guatemala</u>		CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>	
SABOR: <u>-----</u>		SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>No hay</u>	
ASPECTO: <u>Clara</u>		CLORO RESIDUAL <u>-----</u>	
OLOR: <u>Inodora</u>			

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)


PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
		TOTAL	FECAL 44.5 °C
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C		
10,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
01,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		< 2	< 2

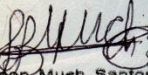
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua ES POTABLE, según norma COGUANOR NTG 29 001.

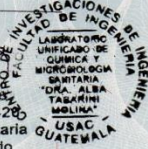
Guatemala, 2015-11-04

Vo.Bo.


Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

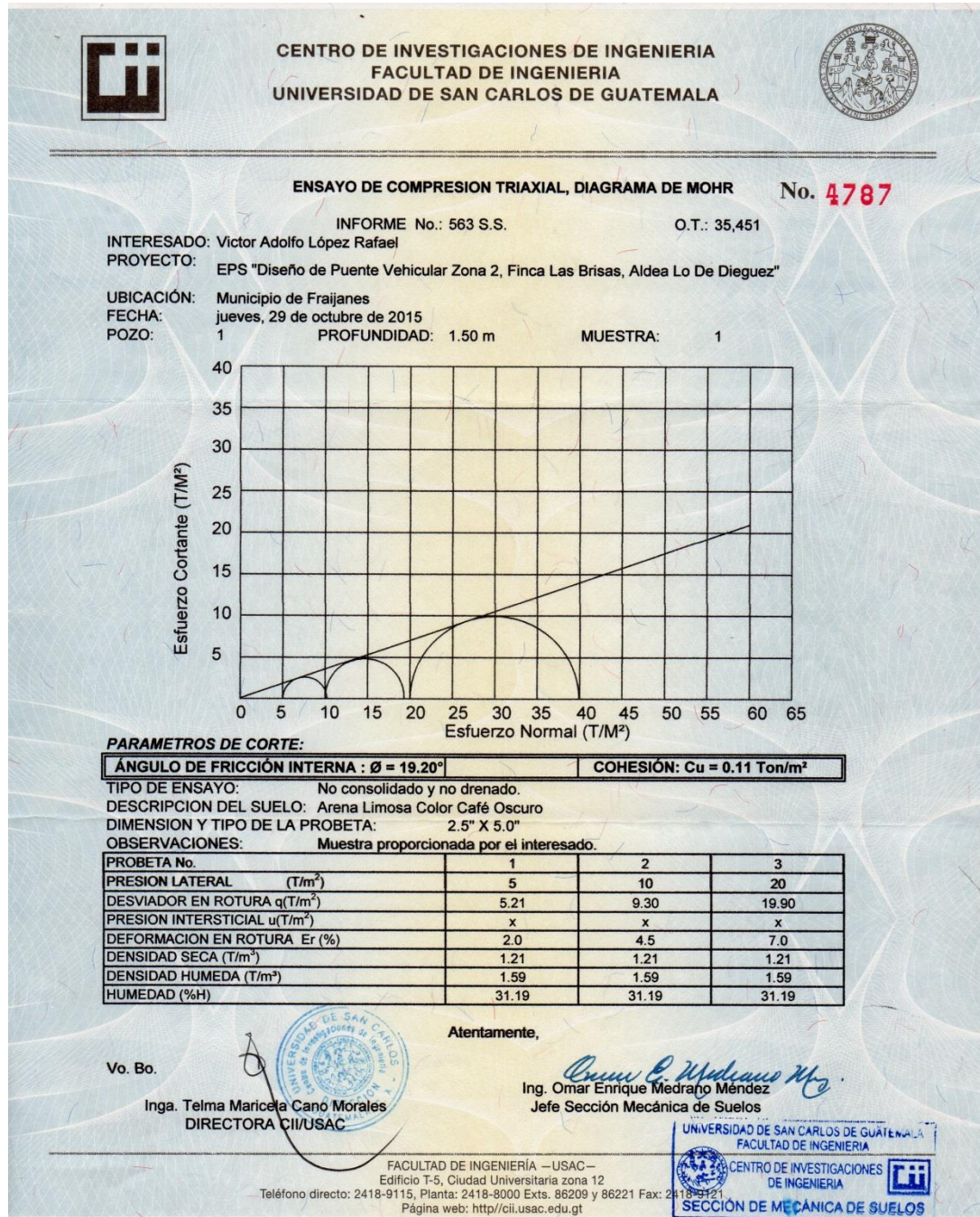

Zepher Much Santos
Ing. Químico Col. No. 4285
MSc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio

FACULTAD DE INGENIERIA - USAC -
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: http://cii.usac.edu.gt



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 3. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de MOHR



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

